

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 ETUDE D'UN VIADUC V11.1 POUR
LA 4EME ROCADE SITUEE ENTRE L'ECHANGEUR
RN18 KHEMIS MILIANA ET L'ECHANGEUR
HANACHA SUR UNE DISTANCE DE 34 KM**

Présenté par :

MEZIOUD Mohammed Lamine
LAYACHI Narimene

Encadré par :

Mr ADJADJ Mustapha
Mr CHAMI Said

Promotion 2022/2023

Dédicace

*Je souhaite dédier humblement ce travail à **ma chère mère**, qui a été à mes côtés pendant les moments les plus difficiles de mon long parcours éducatif. Elle a fait preuve d'un dévouement sans faille pour me permettre de faire face aux défis de ce monde et m'a guidé avec ses précieux conseils. Grâce à elle, j'ai pu acquérir compétences et motivation. Je prie Allah, le Miséricordieux, de la récompenser car ma gratitude envers elle est incommensurable. Je demande également à Allah de la protéger et de lui accorder une bonne santé.*

*Je souhaite également rendre hommage à **mon père**, qui a sacrifié sa vie pour me voir grandir et réussir dans mon parcours éducatif. Il est toujours resté à mes côtés dans les moments difficiles de ma vie. Je lui suis profondément reconnaissant pour son soutien inconditionnel.*

Cette reformulation exprime ma dédicace sincère à ma mère qui a été mon roc et à mon père qui a été mon pilier. Ils méritent toute ma gratitude et mes prières pour leur bonheur, leur santé et leur bien-être.

*À mes sœurs : **Dalal, Sabah et chaimaa** Pour leur appui et leur encouragement.*

*À mon cher frère **Benchaa**.*

*À mon beau-frère **cherifi Hichem**.*

*À toute la famille **MEZIOUD** et **BECHADLI***

*À Mes confrères et Mes frères : **Abdo, Amar, Mounir, Zouhir, Sidali, Mohamed, Ahmed Abderhmen boukchiche, Sofiane, Imed, Sidali, Islam, Hicham, Krimo, Farouk, Rym, Celia, Narimene, Nessrine, Amina, Boukhatem, Khetmi, Ishak, Wassim, Wail, Adel, Youva, Youba.***

*Et à tous mes camarades et les enseignants de l'école **ENSTP, ESSA Tlemcen, Lycée DAR ABID ABDELHAMID***

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin réalisation de ce mémoire.

M. Mohammed Lamine

Dédicace

*Je dédie ce projet de fin d'études à **mon cher père Rachid**. Ton amour inconditionnel, ta sagesse et ton soutien constant ont été des piliers dans ma vie. Tu m'as toujours encouragé à poursuivre mes rêves et à me dépasser. Je te suis reconnaissante pour tous les sacrifices que tu as faits pour moi et pour les valeurs que tu m'as transmises. Ce projet est dédié à toi, en reconnaissance de tout ce que tu as fait et continues de faire pour moi. Je t'aime du fond du cœur.*

*Je dédie également ce projet à **ma chère mère Zoulikha**. Ton amour, ta tendresse et ta force ont été une source d'inspiration pour moi. Tu as été ma plus grande supportrice, me motivant à aller au-delà de mes limites. Je te suis reconnaissante pour ton soutien inébranlable et pour tout ce que tu as sacrifié pour mon bonheur. Ce projet est dédié à toi, en témoignage de mon amour et de ma gratitude éternelle. Je t'aime plus que tout.*

*À **mon père** et à **ma mère**, je vous remercie du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait et continuez de faire pour moi. Je suis fière d'être votre enfant et je promets de continuer à travailler dur pour vous rendre fiers.*

*À mes sœurs **Ahlem** et **Maroua**. Votre présence dans ma vie a été une source de joie et de soutien constant.*

*À mon cher petit frère **Mohamed**.*

*À mes chers neveux, **Mohammed** et le petit **Ishak**.*

*À ma précieuse famille **LAYACHI** et **KHADER**, en particulier à ma chère tante **Zina** et à son mari.*

*À tous mes chers **amis**, mes **proches** et **camarades** de l'**ENSTP**.*

Tous ceux que j'ai oublié qui m'a apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

L. Narimene

REMERCIEMENTS

*Nous tenons en premier lieu à remercier le bon **Dieu** pour le courage et la patience qui nous a donné afin de mener ce projet à terme.*

*Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer ce mémoire de fin d'étude par des remerciements, à nos **CHERS PARENTS**, pour leurs soutiens moraux et matériels, aussi pour leurs encouragements dans chaque pas de nos parcours de nos vies.*

*Nous souhaitons adresser nos remerciements à **Mr ADJADJ Mustapha** d'avoir nous encadrer, de nous avoir conseillé judicieusement, orienté, encouragé et pour sa disponibilité, patience et apporté son attention tout au long de ce travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à **Mr CHAMI Said** notre Co-encadrant pour leur soutien et leur encadrement tout au long de notre projet de fin d'études*

Nos vifs remerciements vont également au corps professoral et administratif de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidé, encouragé, de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail nous souhaitons vous dire...

MERCI... !

Layachi Narimene & Mezioud Mohammed Lamine

ملخص

الهدف من هذه المذكرة هو تصميم ودراسة جسر بطول يبلغ حوالي 120 مترًا، ويقع بين النقطة الكيلومترية 11+200 والنقطة الكيلومترية 11+300، وذلك بين تقاطع الطريق الوطني 18 خميس مليانة وتقاطع حناشة، على مسافة 34 كيلومترًا. بدأنا هذا العمل بالبحث البيبليوغرافي حول الـ BIM في تصميم الجسور وإنشاء نموذج ثلاثي الأبعاد للجسر. ثم ركزنا على الموضوع الرئيسي من خلال تقديم المشروع أولاً، ثم التصميم العام الذي ينتهي باختيار واحدة من بين اقتراحات الثلاثة المقدمة وهي جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد (VIPP). يتضمن بقية العمل دراسة مفصلة للبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب سابقه الإجهاد، الدراسة الزلزالية والعناصر الهيكلية المختلفة، وهذا بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر (RCPR، RPOA2008، BAEL91، BPEL91... إلخ) واستنادًا إلى أدوات تكنولوجيا المعلومات (Autodesk Robot Structural Analysis 2019، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD 2018، OpenBridge).
الكلمات المفتاحية : جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، إجهاد لاحق، زلزال، بنية تحتية.

Résumé

L'objectif de ce mémoire PFE consiste à concevoir et étudier un pont d'une longueur d'environ 120 m situé entre le PK 11+200 et le PK 11+300 entre l'échangeur RN18 KHEMIS MILIANA et l'échangeur HANACHA, sur une distance de 34 Km.

Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur le BIM dans la conception des ponts et la création d'un modèle 3D de pont. Puis, nous nous sommes consacrés au sujet principal en faisant d'abord une présentation du projet, ensuite une conception générale qui s'achève sur le choix d'une seule, parmi les trois variantes proposées qui est celle d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.

Le reste du travail comporte l'étude détaillée de la superstructure et l'infrastructure, en passant par le calcul de précontrainte, l'étude sismique et les différents éléments structuraux, en se référant aux règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) et en se basant sur les outils informatiques (Autodesk Robot Structural Analysis 2019, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2018, OpenBridge).

Mots clés : Pont, béton précontraint, post-tension, séisme, infrastructure.

Abstract

The aim of this PFE thesis is to design and study a bridge with a length of approximately 120 m located between PK 11+200 and PK 11+300 situated between the RN18 KHEMIS MILIANA interchange and the HANACHA interchange, over a distance of 34 km.

We started this work with bibliographic research about the BIM in bridge design and the creation of a 3D bridge model. Then, we devoted ourselves to the main subject by first making a presentation of the project, then a general design which ends with the choice of only one, among the three variants proposed, which is that of a prefabricated girder bridge prestressed by post-tensioning VIPP.

The rest of the work includes the detailed study of the superstructure and the infrastructure, including the calculation of prestressing, the seismic study and the different structural elements with reference to the regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91 ... etc.) and based on informatics tools (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016, OpenBridge).

Keywords : Bridge, prestressed concrete, post-tensioning, earthquake, infrastructure.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : BIM ET PONTS

I.1 INTRODUCTION	2
I.2 GENERALITES	2
I.2.1 Définition de BIM	2
I.2.2 BIM et Ponts.....	2
I.2.3 Clés et Normes.....	3
I.3 L'HISTORIQUE DU BIM DANS LA CONCEPTION DES PONTS	4
I.4 AVANTAGES ET DEFIS DU BIM POUR LES PONTS.....	5
I.4.1 Avantages du BIM pour les Ponts	5
I.4.2 Défis du BIM pour les ponts	6
I.5 UTILISATION DU SCANNER 3D AVEC LE BIM.....	6
I.6 OUTILS LOGICIELS BIM (APPLICATION SUR NOTRE PONT).....	8
I.7 CONCLUSION.....	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION	11
II.2 PRESENTATION DE PROJET.....	11
II.3 LES DONNEES DE PROJET	12
II.3.1 Les données fonctionnelles	12
II.3.1.1 Tracé en plan	12
II.3.1.2 Profil en long	13
II.3.1.3 Profil en travers	13
II.3.2 Les données naturelles	14
II.3.2.1 Données sismologiques	14
II.3.2.2 Données géologiques.....	15
II.3.2.3 Données géotechniques	16
II.3.2.4 Données climatiques.....	16
II.4 CONCLUSION	17

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION	16
III.2 CHOIX DES VARIANTES	18
III.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	18
III.3.1 Variante 1 : « Pont a poutres précontraintes du type VIPP ».....	18

III.3.1.1	Conception longitudinale	19
III.3.1.2	Conception transversale	19
III.3.1.3	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	20
III.3.2	Variante 02 : « Pont voussoir préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs »	21
III.3.2.1	Conception longitudinale	21
III.3.2.2	Découpage des voussoirs	21
III.3.2.3	Conception transversale	22
III.3.2.4	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	23
III.3.3	Variante 03 : Pont mixte bipoutres	24
III.3.3.1	Conception longitudinale	24
III.3.3.2	Conception transversale (Selon SETRA) :	24
III.3.3.3	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	26
III.4	ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES.....	27
III.4.1	Analyse de la 1 ^{ère} variante : Pont VIPP	27
III.4.2	Analyse de la 2 ^{ème} variante : Pont Voussoir	28
III.4.3	Analyse de la 3 ^{ème} variante : Pont Mixte Bipoutre	29
III.4.4	Critères de choix.....	30
III.5	CONCLUSION.....	30

CHAPITRE IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1	INTRODUCTION	34
IV.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	34
IV.3	CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	34
IV.3.1	Béton	34
IV.3.1.1	Classe et résistance du béton.....	34
IV.3.1.2	Contraintes admissibles à la compression.....	35
IV.3.1.3	Déformation longitudinale du béton	35
IV.3.1.4	Déformation transversale du béton	35
IV.3.2	Armature passive.....	36
IV.3.2.1	Caractéristiques mécaniques des aciers	36
IV.3.2.2	Contrainte limite de traction des aciers.....	36
IV.3.3	Armature active (précontrainte)	36
IV.3.3.1	Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons.....	36
IV.3.3.2	Classe de justification de la précontrainte	37
IV.4	EVALUATION DES ACTIONS	37
IV.4.1	Evaluation des actions hors trafic.....	37

IV.4.1.1	Action thermique	39
IV.4.2	Evaluation des actions dues au trafic	39
IV.4.2.1	Système de charge A(l)	40
IV.4.2.2	Système de charge B	41
IV.4.2.3	Système de charge « Mc 120 » :	44
IV.4.2.4	Système de charge exceptionnelle « D 240 » :	45
IV.4.2.5	Efforts de freinage.....	45
IV.5	CONCLUSION.....	46

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

V.1	INTRODUCTION	47
V.2	CALCUL LONGITUDINAL	47
V.2.1	Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges.....	47
V.2.2	Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges	48
V.2.2.1	Surcharge de type « A(l) ».....	48
V.2.2.2	Surcharges de type « B »	48
V.2.2.3	Système de chargement B _t	50
V.2.2.4	Système de chargement B _r	51
V.2.2.5	Surcharge de type Mc 120	53
V.2.2.6	Surcharge de type D 240	54
V.3	CALCUL TRANSVERSAL.....	55
V.3.1	Détermination des Paramètres de Calcul	55
V.3.1.1	Définition des paramètres de calcul.....	55
V.3.1.2	Calcul des paramètres « θ » et « α »	56
V.3.2	Calcul des Moments Fléchissant	58
V.3.2.1	Coefficient de répartition transversale K _{α}	58
V.3.2.2	Calcul k _{amoy}	58
V.3.2.3	Valeurs des moments fléchissant réels	58
V.3.3	COMBINAISON DES EFFORTS	59
V.4	CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)	59
V.4.1	RESULTATS	59
V.5	ETUDE COMPARATIVE	60
V.6	CONCLUSION	60

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

VI.1	INTRODUCTION	61
------	--------------------	----

VI.2	DONNEES DE CALCUL.....	61
VI.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	62
VI.3.1	Valeur Minimale de la Précontrainte en Service	62
VI.3.2	Détermination de nombre de câble.....	62
VI.3.3	Nombre de câbles à l’about.....	63
VI.3.4	Pré-vérification de la précontrainte.....	63
VI.4	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE	64
VI.4.1	Position des Câbles.....	64
VI.4.2	Tracé des câbles.....	65
VI.5	CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES	66
VI.5.1	PERTES DE TENSION INSTANTANEEES.....	66
VI.5.1.1	Pertes par frottement	67
VI.5.1.2	Pertes dues au recul d’ancrage.....	67
VI.5.1.3	Perte par déformation instantanée de béton (raccourcissement de béton)..	68
VI.5.2	LES PERTES DE TENSION DIFFEREES	68
VI.5.2.1	Pertes par retrait	69
VI.5.2.2	Pertes par fluage.....	69
VI.5.2.3	Pertes par relaxation.....	69
VI.5.3	Récapitulation	70
VI.6	LA VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	70
VI.6.1	Sections de Vérification.....	70
VI.6.2	LIMITATION DES CONTRAINTES	71
VI.6.3	JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L’ELS.....	71
VI.6.3.1	Effort de précontrainte	71
VI.6.3.2	Justification des contraintes normales	72
VI.6.3.3	Justification des contraintes tangentielles.....	73
VI.6.3.4	Armature longitudinale des zones tendues :	73
VI.6.4	Justification de la Poutre à l’ELU	74
VI.6.4.1	Vérification à la non rupture des armatures transversales	74
VI.6.4.2	Vérification au non écrasement des bielles de béton	75
VI.6.4.3	Les armatures de peau.....	75
VI.7	CONCLUSION.....	76

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1	INTRODUCTION	78
VII.2	VERIFICATION DE LA FLECHE	78

VII.2.1 Flèche due au Poids Propre.....	78
VII.2.2 Contre Flèche de Précontrainte.....	78
VII.2.3 Flèche Due à la Construction.....	79
VII.2.4 Flèche Maximale à l'ELS.....	79
VII.2.5 Flèche totale.....	79
VII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	80
VII.3.1 Évaluation des Efforts.....	80
VII.3.2 Ferrailage de l'entretoise.....	82
VII.4 ETUDE DE L'HOURLDIS.....	82
VII.4.1 Géométrie de l'Hourdis.....	82
VII.4.2 Evaluation des Efforts.....	83
VII.4.3 Ferrailage de la Dalle.....	83
VII.5 CONCLUSION.....	84

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1 INTRODUCTION.....	2
VIII.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA ».....	2
VIII.3 APPAREIL D'APPUI.....	2
VIII.3.1 Choix de type d'appareil d'appui.....	2
VIII.3.2 Dimensionnement des Appareils d'Appui de type B.....	2
VIII.4 ANALYSE SPECTRALE MONOMODALE.....	4
VIII.4.1 Évaluation de la Raideur Totale K.....	4
VIII.4.2 Évaluation de l'Effort Sismique.....	5
VIII.5 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE.....	8
VIII.6 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008.....	8
VIII.6.1 Résistance à la Compression.....	8
VIII.6.2 Sécurité au Flambement.....	8
VIII.6.3 Limitation de la distorsion.....	9
VIII.6.4 Condition de non glissement.....	9
VIII.7 DES D'APPUIS.....	10
VIII.7.1 Dimensionnement des Dés d'Appui.....	10
VIII.7.2 Ferrailage des Dés d'Appui.....	10
VIII.8 PLOTS PARASISMIQUES.....	11
VIII.9 JOINT DE CHAUSSEE.....	11
VIII.9.1 Dimensionnement du joint.....	11

VIII.9.2 Choix du type de joint	12
VIII.10 CONCLUSION	12

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION	95
IX.2 ÉTUDE DE LA PILE.....	95
IX.2.1 Les Dimensions de la Pile.....	95
IX.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	96
IX.3 ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE	96
IX.3.1 Étude du Chevêtre.....	96
IX.3.2 Etude des Fûts	99
IX.3.3 Etude des Pieux.....	100
IX.4 ETUDE DE LA CULEE	102
IX.4.1 Pré dimensionnement de la culée.....	103
IX.4.2 Etude et Ferrailage des Eléments de la Culée.....	104
IX.4.3 Etude des Pieux.....	109
IX.5 CONCLUSION.....	111
CONCLUSION GENERALE.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Classification des ponts.	14
Tableau II. 2 : Coefficient d'accélération (A).	14
Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la variante N°01.	19
Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.	20
Tableau III. 3 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.	20
Tableau III. 4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.	21
Tableau III. 5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.	22
Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.	23
Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.	23
Tableau III. 8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.	25
Tableau III. 9 : Pré dimensionnement des entretoises.	25
Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.	26
Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.	26
Tableau III. 12 : Devis de la 1 ^{ère} variante /tablier.	27
Tableau III. 13 : Devis de la 2 ^{ème} variante /tablier.	28
Tableau III. 14 : Devis de la 2 ^{ème} variante /tablier.	29
Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé.	34
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	35
Tableau IV.3 : Modules de déformation du béton utilisé.	35
Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	36
Tableau IV.5 : Poids total du tablier.	39
Tableau IV.6 : Classes des ponts routes.	39
Tableau IV.7 : Les caractéristiques de pont.	40
Tableau IV.8 : Le coefficient a_1	40
Tableau IV.10 : Valeurs de $A(l)$	40
Tableau IV.12 : Coefficient bc	41
Tableau IV.14 : Coefficient de majoration dynamique du système Bc	42
Tableau IV.16 : Coefficient bt	42
Tableau IV.17 : Coefficient de majoration dynamique du système Bt	43
Tableau IV. 18 : Coefficient de majoration dynamique du système Br	43
Tableau IV.19 : Coefficient de majoration dynamique du système $Mc120$	44
Tableau IV.20 : L'effort de freinage $F(KN)$ de système A	46
Tableau V. 1 : Valeur de moment fléchissant et l'effort tranchant des charges.	47
Tableau V. 2 : Valeur de moment fléchissant et l'effort tranchant sous $A(l)$	48
Tableau V. 3 : Moment fléchissant sous charge Bc	49
Tableau V. 4 : Effort tranchant sous charge Bc	50
Tableau V. 5 : Moment fléchissant sous charge B_T	50
Tableau V. 6 : Effort tranchant sous charge Bc	51
Tableau V. 7 : Moment fléchissant sous charge Br	52
Tableau V. 8 : Effort tranchant sous charge Br	52
Tableau V. 9 : Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants dus aux surcharges.	55
Tableau V. 10 : Valeur des positions actives des poutres.	55
Tableau V. 11 : Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.	59

Tableau V. 12 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de Moment fléchissant.....	60
Tableau VI. 1 : Données de l'ouvrage.....	61
Tableau VI. 2 : Les caractéristiques de la poutre.	61
Tableau VI. 3 : Caractéristiques du béton.	61
Tableau VI. 4 : Caractéristiques des câbles 12T15s.....	61
Tableau VI. 5 : Résultats Logiciel.....	62
Tableau VI. 6 : Calcul de P_{MIN}	62
Tableau VI. 7 : Détermination du nombre de câble.	63
Tableau VI. 8 : Détermination du nombre de câbles à l'about.	63
Tableau VI. 9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.....	63
Tableau VI. 10 : Résultats de vérifications des contraintes.	64
Tableau VI. 11 : Tracé des câbles.	65
Tableau VI. 12 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	65
Tableau VI. 13 : Les résultats de α ; f ; R et β	66
Tableau VI. 14 : Valeurs des pertes dues aux frottements.....	67
Tableau VI. 15 : Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.	67
Tableau VI. 16 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	68
Tableau VI. 17 : Pertes par retrait du béton.	69
Tableau VI. 18 : Les résultats de calcul des pertes par fluage.	69
Tableau VI. 19 : Pertes par relaxation des aciers.	70
Tableau VI. 20 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.	70
Tableau VI. 21 : Les caractéristiques nettes des sections de vérification.	71
Tableau VI. 22 : Limitation des contraintes.	71
Tableau VI. 23 : Caractéristiques des quatre phases de vérification.....	72
Tableau VI. 24 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS.	72
Tableau VI. 25 : Effort de précontrainte.	73
Tableau VI. 26 : Contrainte tangentielle « τ ».	73
Tableau VI. 27 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.	74
Tableau VI. 28 : Détermination de l'angle β_u	75
Tableau VII. 1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.	82
Tableau VII. 2 : Moment max de l'hourdis à l'ELU et l'ELS.	83
Tableau VII. 3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.....	84
Tableau VIII. 1 : Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.	85
Tableau VIII. 2 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	86
Tableau VIII. 3 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	88
Tableau VIII. 4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.	89
Tableau VIII. 5 : Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.	90
Tableau VIII. 6 : Distribution des forces sismiques verticales sur chaque appui.	91
Tableau VIII. 7 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....	91
Tableau IX. 1 : Implantation et hauteurs des piles.....	95
Tableau IX. 2 : Vérification du flambement des piles.	96
Tableau IX. 3 : Ferrailage du chevêtre.....	98
Tableau IX. 4 : Ferrailage des fûts de la pile.	100
Tableau IX. 5 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.....	101
Tableau IX. 6 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.....	101

Tableau IX. 7 : Récapitulatif les dimensions des éléments de la culée.....	103
Tableau IX. 8 : Valeurs de M_p/K selon h.	105
Tableau IX. 9 : Charges agissant sur la dalle de transition.	106
Tableau IX. 10 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.	110
Tableau IX. 11 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.....	110

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Différents niveaux de LOD.....	3
Figure I. 2 : Les 4 grands avantages.....	5
Figure I. 4 : Scanner laser 3D.....	6
Figure I. 3 : Le modèle géométrique 3D du pont de Carouge à Genève.....	7
Figure I. 5 : Scanner laser 3D d'un pont.....	7
Figure I. 6 : Importation de terrain et l'axe.....	8
Figure I. 7 : vue en plan les lignes de support et la dalle du pont.....	9
Figure I. 8 : Modèle 3D avec OpenBridge.....	9
Figure II. 1 : Situation de l'ouvrage sur LA 4 ^{EME} rocade.....	11
Figure II. 2 : Image satellitaire sur la position de l'ouvrage.....	12
Figure II. 3 : Tracé en plan de la voie portée.....	12
Figure II. 4 : Profil en long de la voie portée.....	13
Figure II. 5 : Profil en travers de la voie portée.....	13
Figure II. 6 : Carte de zonage sismique au niveau des wilayas de Médea et Ain Defla.....	14
Figure II. 7 : Vue en plan et en élévation lithologique.....	15
Figure III.1 : Schéma type d'un VIPP.....	18
Figure III. 2 : Notation des dimensions.....	19
Figure III. 3 : Découpage des voussoirs.....	21
Figure III. 4 : Notation des dimensions.....	22
Figure III. 5 : Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.....	24
Figure III. 6 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre à entretoises.....	24
Figure III. 7 : Notations des dimensions de la poutre.....	25
Figure IV.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.....	37
Figure IV.2 : Système de chargement Bc.....	41
Figure IV.3 : Système de chargement Bt.....	42
Figure IV.4 : Système de chargement Br.....	43
Figure IV.5 : Système de chargement Mc 120.....	44
Figure IV.6 : Convoi exceptionnel D240.....	45
Figure V.1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.....	47
Figure V.2 : Surcharge A(l) _{1v} uniformément répartie.....	48
Figure V.3 : Surcharge B _C à x=L/2.....	49
Figure V. 4: Surcharge B _C à x=0.....	49
Figure V. 5 : Surcharge B _t à x = L/2.....	50
Figure V. 6 : Surcharge B _T à x=0.....	51
Figure V. 7 : Surcharge B _r à x = L/2.....	51
Figure V. 8 : Surcharge B _r à x = 0.....	52
Figure V. 9 : Surcharge M _{c 120} à x = L/2.....	53
Figure V. 10 : Surcharge M _{c 120} à x=0.....	53
Figure V. 11 : Surcharge D ₂₄₀ à x=L/2.....	54
Figure V. 12 : Surcharge D ₂₄₀ à x=0.....	54
Figure V. 13 : Positions actives des poutres.....	55
Figure V. 14 : Section équivalente.....	57

Figure V. 15 : Moment de poids propre de la Poutre.....	59
Figure V. 16 : Moment de l'ELS max.....	60
Figure V. 17 : Moment de l'ELU max.....	60
Figure VI. 1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	64
Figure VI. 2 : Trajectoire des câbles.....	66
Figure VI. 3 : Les sections de vérification.....	71
Figure VI. 4 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.....	74
Figure VI. 5 : Ferrailage des sections de la poutre.....	76
Figure VII. 1 : Flèche max de la poutre due à poids propre (G).....	78
Figure VII. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. .	79
Figure VII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.....	79
Figure VII. 4 : Position des vérins.....	80
Figure VII. 5 : Modélisation de l'entretoise.....	80
Figure VII. 6 : Diagramme de moment max à l'ELS pour l'entretoise.....	81
Figure VII. 7 : Diagramme de moment max à l'ELU pour l'entretoise.....	81
Figure VII. 8 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise.....	81
Figure VII. 9 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise.....	81
Figure VII. 10 : Ferrailage de l'entretoise.....	82
Figure VII. 11 : Moment Max- Dalle à l'ELU.....	83
Figure VII. 12 : Moment Max- Dalle à l'ELS.....	83
Figure VII. 13 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale).....	84
Figure VIII. 1 : Séisme longitudinale.....	88
Figure VIII. 2 : Séisme transversal.....	90
Figure VIII. 3 : Ferrailage du dé d'appui.....	94
Figure IX. 1 : Pré-dimensionnement de la pile.....	95
Figure IX. 2 : Modélisation du chevêtre.....	96
Figure IX. 3 : Les moments $M_{\max \text{ ELU}}$ sur le chevêtre avec le logiciel.....	97
Figure IX. 4 : Les moments $M_{\max \text{ ELS}}$ sur le chevêtre avec le logiciel.....	97
Figure IX. 5 : Les efforts tranchants $T_{\max \text{ ELU}}$ sur le chevêtre avec le logiciel.....	97
Figure IX. 6 : Ferrailage du chevêtre (Coupe Transversale).....	99
Figure IX. 7 : Ferrailage du fut.....	100
Figure IX. 8 : Ferrailage des pieux.....	101
Figure IX. 9 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.....	105
Figure IX. 10 : Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.....	108
Figure IX. 11 : Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.....	108
Figure IX. 12 : Schéma général du ferrailage de la culée.....	111

LISTE DES ABREVIATIONS

- CP** : Charges Permanentes.
- CCP** : Complément des Charges Permanentes.
- BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites.
- BPEL** : Béton Précontraint aux Etats Limites.
- SETRA** : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.
- RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- DTR** : Document Technique Réglementaire.
- S₁, S₂, S₃ et S₄** : Types de sites selon RPOA.
- d** : Déplacement différentiel maximal entre deux points distants de X .
- g** : L'accélération de la pesanteur.
- A** : Le coefficient d'accélération de la zone sismique.
- L_M** : La distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.
- D_M** : Le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité ($1m/s^2$).
- H** : Le coefficient en fonction de la composante sismique et du type de site selon le règlement RPOA.
- L_g** : La distance au-delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants.
- d_g** : Le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sole de fondation du support (i).
- Δd_i** : Les Différences des déplacements absolus d_i .
- β_r** : Le coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol.
- L_{Lim}** : La longueur du tablier au-delà de laquelle la variabilité de l'action spatiale doit être prise en compte selon l'Eurocode8.
- f_{ij}** : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jour.
- γ_b** : Coefficient de sécurité du béton.
- f_{bu}** : Résistance du béton comprimé à l'ELU.
- σ_{bc}** : Contrainte limite de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$** : Contrainte admissible de compression du béton.
- σ_{bt}** : Contrainte limite de traction du béton.
- $\bar{\sigma}_{bt}$** : Contrainte admissible de traction du béton.
- E_{ij}** : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
- E_{vj}** : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
- σ_s** : Contrainte limite de traction de l'acier passif.
- E_p** : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
- γ_s** : Coefficient de sécurité de l'acier.
- f** : Coefficient de frottement en courbe.
- A_p** : Section des aciers actifs.
- \emptyset** : Diamètre de la gaine.
- φ** : Coefficient de frottement en ligne.
- f_{ej}** : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.
- f_e** : Limite élastique des aciers passifs.
- E_s** : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.
- f_{prg}** : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

f_{peg} : Limite de élastique garantie des aciers actifs.
 h_p : Hauteur de la poutre.
 e_p : Epaisseur de l'âme.
 b_t : Largeur totale des talons.
 B : Section brute.
 V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
 V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.
 I : Moment d'inertie de la section.
 i : Rayon de giration.
 ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.
 L : La portée de la travée.
 ρ_b : Masse volumique du béton.
 l_c : Largeur chargeable.
 n : Nombre de voies.
 l_v : Largeur d'une voie.
 a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
 a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
 b_c : Coefficient de pondération du convoi BC.
 b_t : Coefficient de pondération du convoi BT.
 G : Charge permanente.
 Q : Charge d'exploitation.
 V : Effort tranchant.
 M_f : Moment fléchissant.
 α : Paramètre de torsion.
 θ : Paramètre d'entretoisement.
 K_α : Coefficient de répartition transversale.
 $2b$: Largeur active.
 N : Nombre de poutres.
 P_{min} : Précontrainte minimale.
 B_n : Section nette.
 I_n : Moment d'inertie nette de la section.
 σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.
 σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.
 P_0 : Effort de précontrainte à l'origine.
 n : Nombre de câbles de précontrainte.
 e_p : Excentricité du câble moyen.
 σ_{sup} : Contrainte au niveau de la fibre supérieure.
 σ_{inf} : Contrainte au niveau de la fibre inférieure.
 V_u : Effort tranchant limite.
 V_{min} : Effort tranchant minimum.
 V_{max} : Effort tranchant maximum.
 $\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x .
 σ_{p0} : Tension initiale.
 $\Delta\sigma_f$: Pertes de tension par frottement.
 $\Delta\sigma_{rec}$: Pertes de tension par glissement.
 $\Delta\sigma_{rac}$: Pertes de tension par déformations instantanées du béton.
 $\Delta\sigma_p(x)$: Pertes dues à la relaxation de l'acier.
 $\Delta\sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.
 $\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.
 V_{red} : Effort tranchant réduit.
 $b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y .
 M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p .
 N_u : Effort normale résistant ultime.
 M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p .
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 μ_a : Coefficient de répartition transversal.
 I_x et I_y : Dimensions de panneau de dalle.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment à l'encastrement.
 Q_u : Charge concentrée à l'ELU.
 f_G : Flèche due aux charges permanentes.
 f_p : Flèche due à la précontrainte.
 f_c : Flèche de construction.
 τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.
 τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.
 f : Coefficient de frottement.
 G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.
 E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.
 Q : actions variables des charges d'exploitation.
 T : période fondamentale.
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
 $S_{ae}(T)$: spectre de réponse élastique.
 K : Raideur.
 G : Accélération de la pesanteur.
 S : coefficient de site.
 η : Facteur de correction de l'amortissement.
 ξ : Taux d'amortissement.
 d : Déplacement
 P_t : Poussée des terres.
 K_a : Coefficient de poussée des terres.
 φ : Angle de frottement interne du sol.
 γ : Poids volumique des terres.
 R : Réaction d'appui des fûts.
 I : Entre axe des fûts.
 h : Hauteur du chevêtre.
 b_0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.
 D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.
 M_t : Moment de torsion.
 $\tau_u(v)$: Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.
 $\tau_u(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.
 N_s : Effort normal dû au séisme.
 H_s : Effort horizontal dû au séisme.
 K_h : Accélération sismique horizontale.
 λ : Elancement de la pièce.
 $\bar{\lambda}$: Elancement admissible.
 L_f : Longueur de flambement.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une opportunité précieuse pour mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre formation d'ingénieur. Il s'agit de choisir un sujet en lien avec notre domaine professionnel. Pour notre projet, on a choisi un sujet qui devrait nous permettre de consolider notre formation en conception et étude d'un pont. La construction d'ouvrages d'art joue un rôle important dans les programmes visant à répondre aux besoins socio-économiques du pays. Ces réalisations témoignent de l'importance stratégique des ouvrages d'art à l'échelle nationale.

Un pont est une structure conçue pour permettre le passage d'une voie de circulation au-dessus d'un obstacle naturel ou d'une autre voie de circulation, qu'il s'agisse de routes, de voies ferrées ou de cours d'eau. On distingue généralement deux types de ponts : les ponts routiers et les ponts ferroviaires. Le dimensionnement d'un pont est un processus complexe qui implique la prise en compte de plusieurs disciplines telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Ce qui rend le calcul des ponts particulier, c'est l'interdépendance des différents éléments de la structure qui doivent résister à des sollicitations combinées.

Pour répondre à ces exigences, l'ingénieur chargé de la conception d'un pont doit trouver un équilibre entre différents paramètres clés tels que l'économie, la sécurité, l'esthétique et les délais de réalisation. Il doit prendre en compte les contraintes naturelles et fonctionnelles afin de créer une structure optimisée et performante.

Le mémoire est divisé en neuf chapitres, abordant différents aspects :

Le premier chapitre traite d'une recherche bibliographique sur l'utilisation du BIM dans le secteur des ponts. Un modèle 3D de notre pont à l'aide de logiciel OpenBridge a été généré.

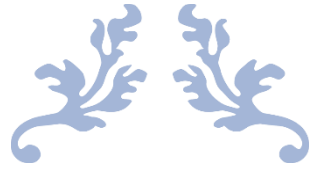
Le deuxième chapitre présente l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.

Le troisième chapitre aborde la conception générale de trois variantes, leur pré-dimensionnement et le choix multicritère de la variante la plus avantageuse.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des charges, aux matériaux utilisés et aux hypothèses de calcul.

Les chapitres cinq, six, sept et huit présentent une étude détaillée sur le dimensionnement des éléments du tablier.

Le chapitre neuf traite l'étude de l'infrastructure (piles et culées).



CHAPITRE II
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE : BIM
ET PONTS



I.1 INTRODUCTION

L'étude et la conception de ponts ont connu d'énormes progrès technologiques au fil des ans avec l'avènement de diverses technologies visant à optimiser ces processus. Parmi ces technologies, le Building Information Modeling (BIM) se distingue comme une approche intégrée qui a révolutionné la façon dont les ponts sont conçus, analysés et construits.

Dans cette recherche documentaire, nous explorons en détail l'application du BIM dans la conception et la construction des ponts. Nous examinerons les avantages potentiels de cette approche, tels que l'amélioration de la coordination, la réduction des erreurs de conception, la visualisation 3D et la gestion du cycle de vie des ponts. Nous discuterons également des défis associés à l'utilisation du BIM dans un environnement de pont, tels que la complexité des données et l'intégration de logiciels. Enfin, nous décrivons les outils logiciels disponibles pour soutenir l'application du BIM dans la conception de ponts et créer un modèle 3D pour notre pont avec logiciel OpenBridge.

I.2 GENERALITES

I.2.1 Définition de BIM

Le **Building Information Modeling (BIM)**, ou Modélisation des Informations du Bâtiment en français, est une méthodologie qui permet de créer et de gérer des modèles informatiques 3D intelligents d'un projet de construction. Ces modèles intègrent des informations géométriques, temporelles et informatives de tous les acteurs et les disciplines présents dans le projet, offrant ainsi une représentation virtuelle complète et précise de l'ouvrage. Malgré son nom, le BIM ne se limite pas aux bâtiments traditionnels tels que les locaux commerciaux, publics et domestiques.

Le BIM peut être utilisé pour la conception, la construction et la gestion d'autres types de structures physiques telles que : les routes, les ponts, les tunnels. Il peut également être utilisé pour de plus grands conglomérats de bâtiments et d'installations, comme par exemple : les ports, les centres de données, les parcs de bureaux...

I.2.2 BIM et Ponts

Dans le contexte spécifique des ponts, le BIM est utilisé pour modéliser, analyser et gérer toutes les informations relatives à la conception, à la construction et à la gestion d'un pont. Cela inclut les caractéristiques géométriques détaillées du pont, les systèmes structurels, les matériaux utilisés, les équipements, les contraintes de charge, les déformations, les contraintes de maintenance, etc. L'utilisation du BIM dans le secteur des ponts représente une avancée majeure dans la manière dont les ingénieurs et les professionnels de la construction abordent la conception et la gestion des structures. Le BIM permet une modélisation 3D détaillée des ponts, fournissant une représentation virtuelle complète de la structure. Cette approche permet un échange transparent d'informations et de données tout au long du cycle de vie du pont, facilitant la coordination entre différentes disciplines telles que l'ingénierie structurelle, l'architecture et la gestion de projet.

De plus, le BIM permet une analyse complète des ponts, en tenant compte d'aspects tels que la résistance, la stabilité, les contraintes et la déformation. Le logiciel BIM pour ponts offre des capacités avancées pour effectuer des simulations et des analyses détaillées afin d'optimiser les conceptions et d'assurer la sécurité et les performances structurelles des ponts. En outre, le BIM favorise la gestion efficace du cycle de vie des ponts. Grâce aux informations intégrées dans le modèle BIM, il est possible de planifier la maintenance, d'estimer les coûts de gestion et de surveillance, et d'anticiper les éventuelles réparations ou rénovations nécessaires tout au long de la durée de vie du pont.

I.2.3 Clés et Normes

L'environnement du BIM est encadré par un grand nombre de normes qui visent à faciliter la gestion des processus d'échange, à assurer l'interopérabilité entre les outils numériques et à structurer la donnée. Ces normes jouent un rôle essentiel dans la cohérence et l'efficacité des projets BIM, y compris dans le domaine spécifique de la conception et de la construction de ponts. Voici quelques-uns des principes clés et des normes couramment utilisés ponts :

- **LOD (Level of Development)** : Le concept de Level of Development (LOD) définit le niveau de détail et de précision du modèle BIM à différentes étapes du projet. Pour les ponts, le LOD permet de spécifier le niveau de détail des éléments tels que les poutres, les piliers, les tabliers, les joints, etc. Cela garantit une représentation adéquate de la géométrie, des propriétés physiques et des relations structurelles du pont dans le modèle.

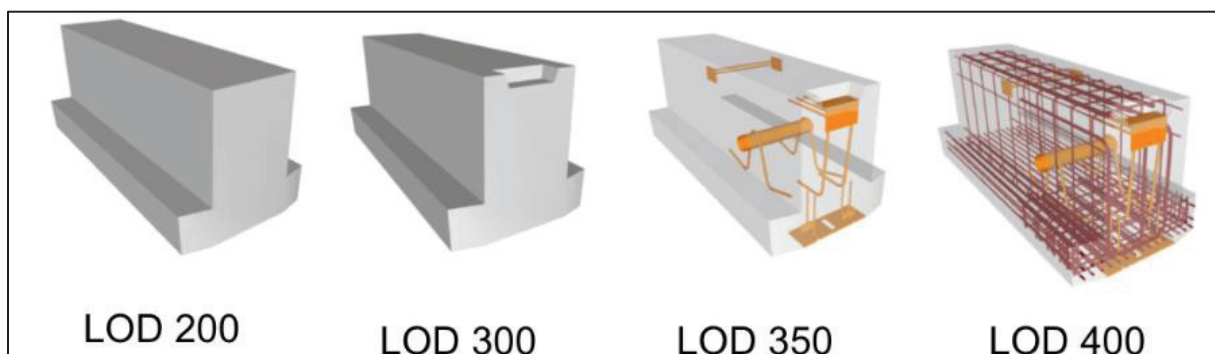


Figure I. 1 : Différents niveaux de LOD.

- **IFC (Industry Foundation Classes)** : L'IFC est un format de fichier ouvert et neutre qui facilite l'échange d'informations entre les différents logiciels BIM utilisés dans un projet. Il permet aux différents acteurs du projet de partager et d'intégrer leurs données dans un modèle BIM commun, ce qui facilite la collaboration et la coordination entre les disciplines impliquées dans la conception et la construction du pont.
- **COBie (Construction Operations Building Information Exchange)** : Le COBie est un format de données qui permet la gestion et l'échange d'informations tout au long du cycle de vie du pont. Il inclut des données spécifiques telles que les caractéristiques des équipements, les manuels d'utilisation, les calendriers de maintenance, les garanties, etc. Le COBie facilite la gestion des actifs du pont après sa construction, en fournissant un ensemble complet d'informations utiles pour la maintenance et l'exploitation.

- **Normes spécifiques au pays ou à la région :** De nombreux pays ou régions ont développé leurs propres normes spécifiques au BIM pour les ponts. Par exemple, aux États-Unis, le National BIM Standard - United States (NBIMS-US) fournit des directives et des recommandations pour l'application du BIM dans la conception et la construction des ponts. Il définit des procédures, des protocoles et des exigences pour assurer l'interopérabilité des modèles BIM et la qualité des données.

I.3 L'HISTORIQUE DU BIM DANS LA CONCEPTION DES PONTS

L'utilisation du BIM dans le domaine de la conception et de la construction de ponts a évolué au fil du temps, en s'adaptant aux avancées technologiques et aux besoins spécifiques de l'industrie. Voici un aperçu de son historique :

- **Débuts de la modélisation 3D (années 1990) :** Les premiers logiciels de modélisation 3D ont été introduits, permettant aux concepteurs de créer des représentations numériques des ponts en trois dimensions. Cependant, ces premières approches étaient souvent limitées aux aspects géométriques et ne prenaient pas en compte les données structurelles et les informations détaillées du pont.
- **Adoption du BIM (années 2000) :** L'adoption du concept de Building Information Modeling (BIM) dans l'industrie de la construction a également influencé le domaine des ponts. Les logiciels BIM ont commencé à intégrer des fonctionnalités spécifiques aux ponts, permettant de modéliser la géométrie, la structure, les matériaux et les propriétés des ponts de manière plus détaillée.
- **Normes et directives BIM pour les ponts (années 2010) :** Les organisations et les organismes de normalisation ont développé des normes et des directives spécifiques au BIM pour les ponts, afin d'encadrer les pratiques et de promouvoir l'interopérabilité des données. Ces normes définissent des formats de données, des classifications et des protocoles d'échange pour faciliter la collaboration entre les différents acteurs du projet de pont.
- **Avancées technologiques (années récentes) :** Les avancées technologiques telles que le cloud computing, l'intelligence artificielle et l'apprentissage automatique ont contribué à améliorer les capacités du BIM pour les ponts. Les logiciels BIM modernes intègrent des fonctionnalités avancées telles que la simulation de comportement, l'analyse structurelle en temps réel et la détection de collisions, ce qui permet aux concepteurs de prendre des décisions plus éclairées et de réduire les risques de conflits sur le chantier.

Le développement du BIM pour les ponts a suivi une trajectoire similaire à celle du BIM dans d'autres secteurs de la construction. Au fur et à mesure que la technologie et les normes se sont améliorées, les outils logiciels BIM dédiés aux ponts ont également évolué pour répondre aux besoins spécifiques de cette discipline. Cette évolution continue du BIM pour les ponts ouvre la voie à de nouvelles possibilités, telles que l'intégration de capteurs et de technologies de surveillance pour la maintenance prédictive des ponts, l'utilisation de jumeaux numériques pour la gestion du cycle de vie des ponts, et la mise en œuvre de l'intelligence artificielle pour l'optimisation de la conception.

I.4 AVANTAGES ET DEFIS DU BIM POUR LES PONTS

Le Building Information Modeling (BIM) présente de nombreux avantages pour la conception et la construction de ponts, mais il est également confronté à certains défis.

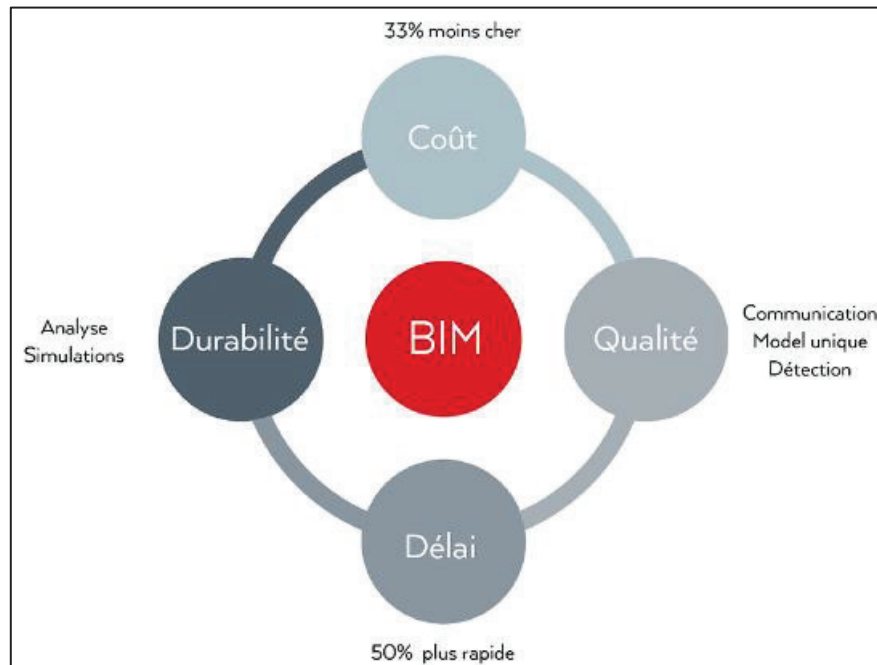


Figure I. 2 : Les 4 grands avantages.

Voici une liste des avantages et des défis du BIM dans le contexte des ponts :

I.4.1 Avantages du BIM pour les Ponts

- **Gestion de l'intégrité structurelle** : Le BIM permet de centraliser toutes les informations du projet dans un modèle central, ce qui facilite la gestion et la surveillance de l'état structurel du pont tout au long de son cycle de vie. Les ingénieurs peuvent effectuer des analyses en temps réel, détecter les problèmes potentiels et planifier les mesures d'entretien et de réparation nécessaires pour maintenir la sécurité du pont.
- **Réduction des dépassements de temps et de coûts** : Grâce au BIM, les concepteurs peuvent créer des modèles 3D détaillés du pont, ce qui permet d'optimiser la conception et d'anticiper les problèmes potentiels avant la construction réelle. Cela réduit les retards et les dépassements de coûts en identifiant les incohérences et les collisions dès la phase de conception.
- **Amélioration de la coordination et de la collaboration** : Le BIM facilite la communication et la coordination entre les différentes parties prenantes du projet, telles que les concepteurs, les ingénieurs, les entrepreneurs et les fabricants. Les modèles BIM fournissent une plateforme commune pour échanger des informations, ce qui permet une collaboration plus étroite et une meilleure prise de décision.
- **Meilleure gestion des données** : Le BIM permet de gérer efficacement les données liées au pont, telles que les spécifications, les dessins, les calculs, les matériaux, etc. Cela garantit

que toutes les informations pertinentes sont accessibles à tout moment, ce qui facilite la planification, l'analyse et la maintenance du pont.

- **Amélioration de la qualité de la conception et de la construction** : Grâce au BIM, les concepteurs peuvent simuler le comportement du pont, analyser les contraintes et les performances, et optimiser la conception pour assurer la qualité et la durabilité. Les modèles BIM détaillés facilitent également la fabrication précise des composants du pont.

I.4.2 Défis du BIM pour les ponts

Cependant, l'utilisation du BIM pour les ponts peut également présenter des défis, notamment :

- **Coût initial et investissement en formation** : L'adoption du BIM nécessite des investissements initiaux en termes de logiciels, d'infrastructures informatiques et de formation du personnel. Ces coûts peuvent être un défi pour certaines organisations, en particulier les petites entreprises.
- **Complexité des modèles** : Les ponts sont des structures complexes, et la modélisation BIM de leur géométrie et de leur comportement structural peut être difficile. La gestion et la maintenance de modèles BIM complexes nécessitent des compétences spécialisées et une coordination rigoureuse.
- **Normes et interopérabilité** : L'interopérabilité entre les différents logiciels et formats de fichiers BIM peut être un défi, et il est important de suivre les normes spécifiques au BIM pour les ponts. Cela nécessite une gestion rigoureuse des données et des processus.

I.5 UTILISATION DU SCANNER 3D AVEC LE BIM

Le secteur de la construction évolue rapidement grâce aux avancées technologiques, et le Building Information Modeling (BIM) joue un rôle de plus en plus important dans la conception, la construction et la gestion des infrastructures. L'utilisation du BIM offre de nombreux avantages, Parmi les utilisations innovantes du BIM dans l'industrie des ponts, le scanner 3D pour la pathologie des ponts se distingue comme une méthode prometteuse pour évaluer l'état structural des ouvrages d'art.

L'un des principaux avantages du scanner 3D est sa capacité à capturer des données précises et complètes du pont. En utilisant des technologies telles que la numérisation laser ou la photogrammétrie, le scanner 3D peut collecter des millions de points de données en quelques minutes, créant ainsi un modèle 3D détaillé du pont qui offre une visualisation détaillée et précise de la structure, permettant de détecter les défauts et les pathologies. Cela contribue à une meilleure gestion de la maintenance et à la planification des interventions, garantissant ainsi la durabilité et la sécurité du pont.



Figure I. 3 : Scanner laser 3D.



Figure I. 4 : Le modèle géométrique 3D du pont de Carouge à Genève.

Pour le scanner de pont on peut utiliser le scanner laser 3D qui est l'une des méthodes les plus courantes pour numériser les ponts et obtenir des données précises sur leur géométrie et leur état structurel. Les scanners laser 3D utilisent la technologie LiDAR (Light Detection and Ranging) pour mesurer avec précision la distance entre le scanner et les surfaces du pont.

L'utilisation du scanner laser 3D en combinaison avec le Building Information Modeling (BIM) permet d'intégrer les données de numérisation tridimensionnelle dans le modèle existant du pont. Le processus implique la capture des données géométriques du pont à l'aide du scanner laser 3D, la création d'un modèle 3D à partir du nuage de points obtenu, et son intégration dans le modèle BIM existant. Cette combinaison de données permet d'effectuer des vérifications et des analyses de pathologie, détectant les défauts et les déformations.

De plus, le modèle BIM mis à jour peut être utilisé pour générer des visualisations réalistes du pont et faciliter la communication avec les parties prenantes. La mise à jour régulière du modèle avec de nouvelles numérisations permet de suivre l'évolution du pont au fil du temps.

L'utilisation du scanner laser 3D avec le BIM améliore la compréhension de la géométrie du pont, permet une détection précoce des problèmes et facilite la prise de décision basée sur des données précises, renforçant ainsi l'efficacité et la gestion du projet de conception et de construction du pont.



Figure I. 5 : Scanner laser 3D d'un pont.

I.6 OUTILS LOGICIELS BIM (APPLICATION SUR NOTRE PONT)

Il existe plusieurs outils logiciels BIM spécifiquement développés pour la conception et la construction de ponts. Ces outils offrent des fonctionnalités avancées pour la modélisation 3D, l'analyse structurelle, la coordination des tâches et la gestion des informations liées aux ponts.

Pour modéliser notre pont étudié, nous avons utilisé le logiciel OpenBridge qui offre une alternative open-source pour la modélisation et la gestion des ponts dans le contexte du BIM. Il permet d'améliorer l'interopérabilité, la collaboration et l'efficacité dans la conception et la construction des ponts, tout en encourageant l'innovation et la participation de la communauté.

La modélisation de la géométrie dans OpenBridge se fait en utilisant les outils disponibles pour créer les éléments structurels du pont à poutre. Voici une décomposition détaillée des étapes pour modéliser la géométrie :

- Avant de commencer à placer les lignes de support, nous devons importer le terrain et l'axe du pont, qui représente la géométrie générale du pont, Cette étape est essentielle pour créer une base solide pour la modélisation de la géométrie du pont.

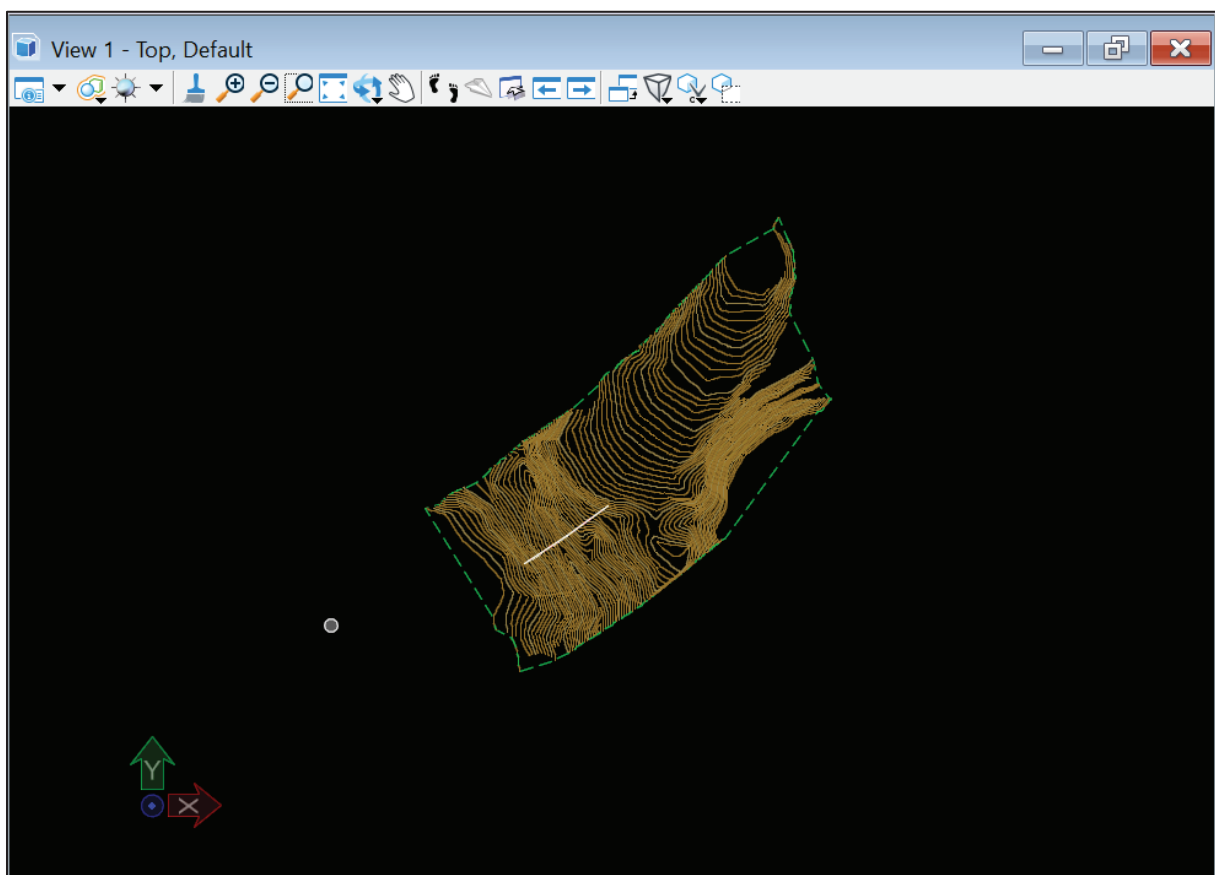


Figure I. 6 : Importation de terrain et l'axe.

- La prochaine étape consiste à créer les lignes de support et la dalle du pont.

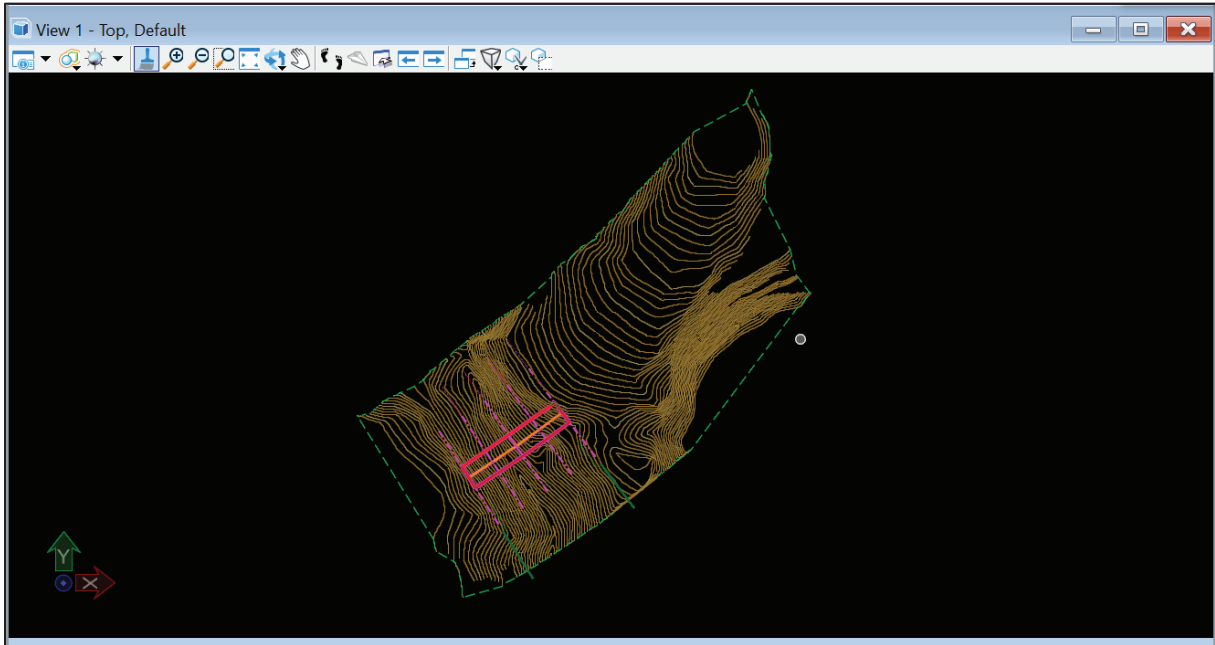


Figure I. 7 : vue en plan les lignes de support et la dalle du pont

- Après placer les poutres, les entretoises, les piles... voici notre modèle 3D :

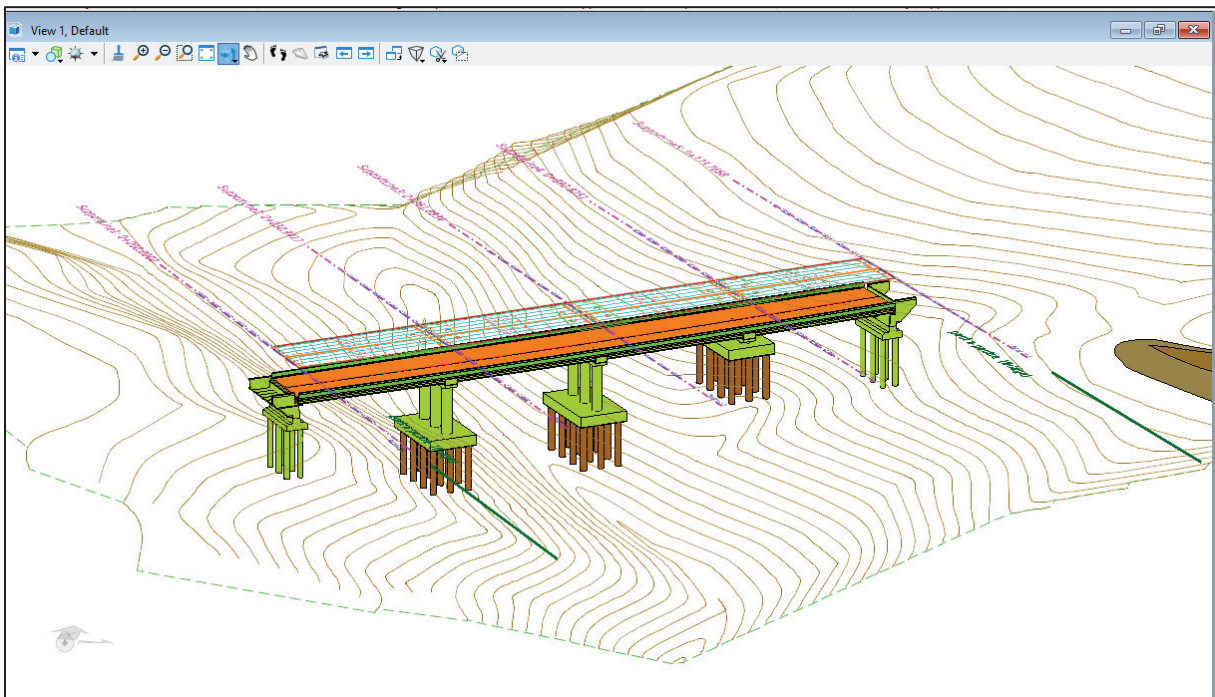


Figure I. 8 : Modèle 3D avec OpenBridge.

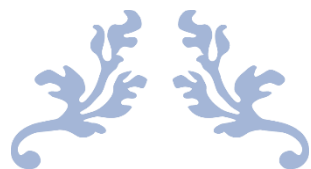
Avec ce modèle 3D, on peut réaliser plusieurs actions et bénéficier de diverses fonctionnalités :

- On peut visualiser notre pont en 3D avec tous ses détails et sa géométrie précise, ce qui facilite la compréhension de sa structure et de son apparence.

- Le modèle 3D nous permet de réaliser des analyses structurales avancées, telles que la vérification de la résistance et de la stabilité, l'évaluation des contraintes et des déformations, et l'identification des points faibles ou des zones nécessitant une attention particulière.
- On peut effectuer des vérifications de collisions pour s'assurer qu'aucun élément du pont n'entre en conflit avec d'autres éléments environnants, tels que des bâtiments, des infrastructures existantes, ou des réseaux de services publics.
- En utilisant des outils de simulation, on peut modéliser le comportement dynamique du pont en réponse à des charges, des vibrations ou des mouvements spécifiques, ce qui peut aider à évaluer la performance du pont dans différentes conditions.
- On peut utiliser le modèle 3D pour gérer le cycle de vie du pont, en intégrant des informations sur les matériaux, les coûts, les calendriers de maintenance, et les activités d'exploitation. Cela facilite la planification des opérations de maintenance, la gestion des actifs et la prise de décision informée.
- Le modèle 3D peut être partagé avec les parties prenantes du projet, telles que les ingénieurs, les architectes, les décideurs et les clients, afin de faciliter la communication, la compréhension mutuelle et la collaboration efficace.

I.7 CONCLUSION

L'application du Building Information Modeling (BIM) dans la conception et la construction de ponts offre de nombreux avantages. Le BIM permet une modélisation 3D détaillée, favorise la coordination et l'échange d'informations, optimise les conceptions et assure la sécurité structurelle des ponts. Il facilite également la gestion du cycle de vie des ponts. Les avancées technologiques futures et les évolutions des normes continueront de renforcer l'utilisation du BIM pour les ponts, ouvrant ainsi la voie à des projets plus innovants et durables. Il est essentiel que les professionnels du génie civil restent informés et s'adaptent à ces tendances émergentes pour rester compétitifs sur le marché.



CHAPITRE II
PRESENTATION DE
PROJET



II.1 INTRODUCTION

Les ponts sont des structures qui permettent de franchir des obstacles tels que des rivières, des vallées, des routes ou des chemins de fer.

La conception d'un pont nécessite une analyse approfondie des données fonctionnelles, telles que le profil en long, le profil en travers et le tracé en plan, ainsi que des données naturelles, telles que la géologie, la géotechnique et les conditions météorologiques, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée, et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II.2 PRESENTATION DE PROJET

Ce projet de fin d'études consiste à la conception et l'étude d'un viaduc V11.1 pour la 4ème rocade située entre l'échangeur RN18 KHEMIS MILIANA et l'échangeur HANACHA, sur une distance de 34 Km.

L'objectif principal de cet ouvrage est de franchir une vallée contenant un petit oued qui situera au PK 11+242.

L'ouvrage d'art V11.1 est un pont situé à peu près de PK 11+200 au PK 11+300 où l'autoroute traverse un oued.

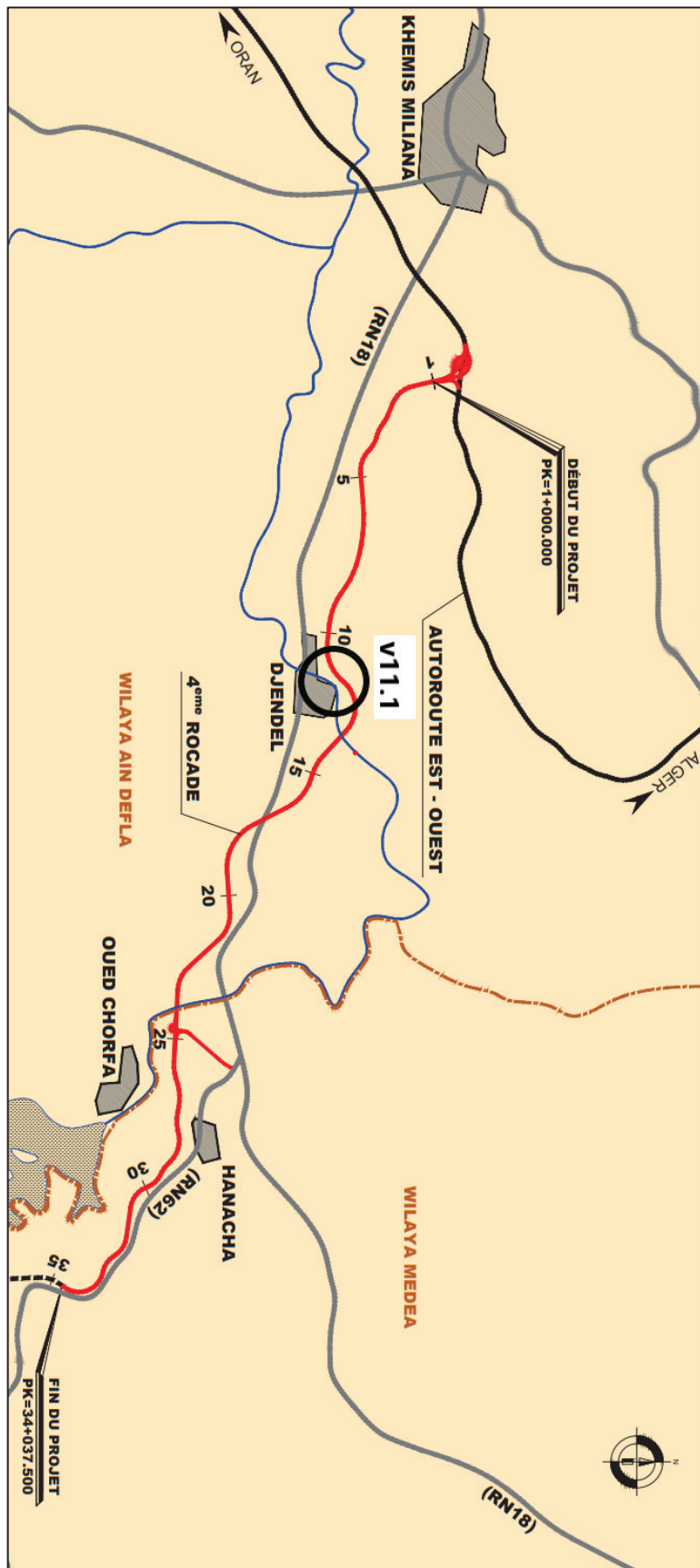


Figure II. 1 : Situation de l'ouvrage sur LA 4^{EME} rocade.

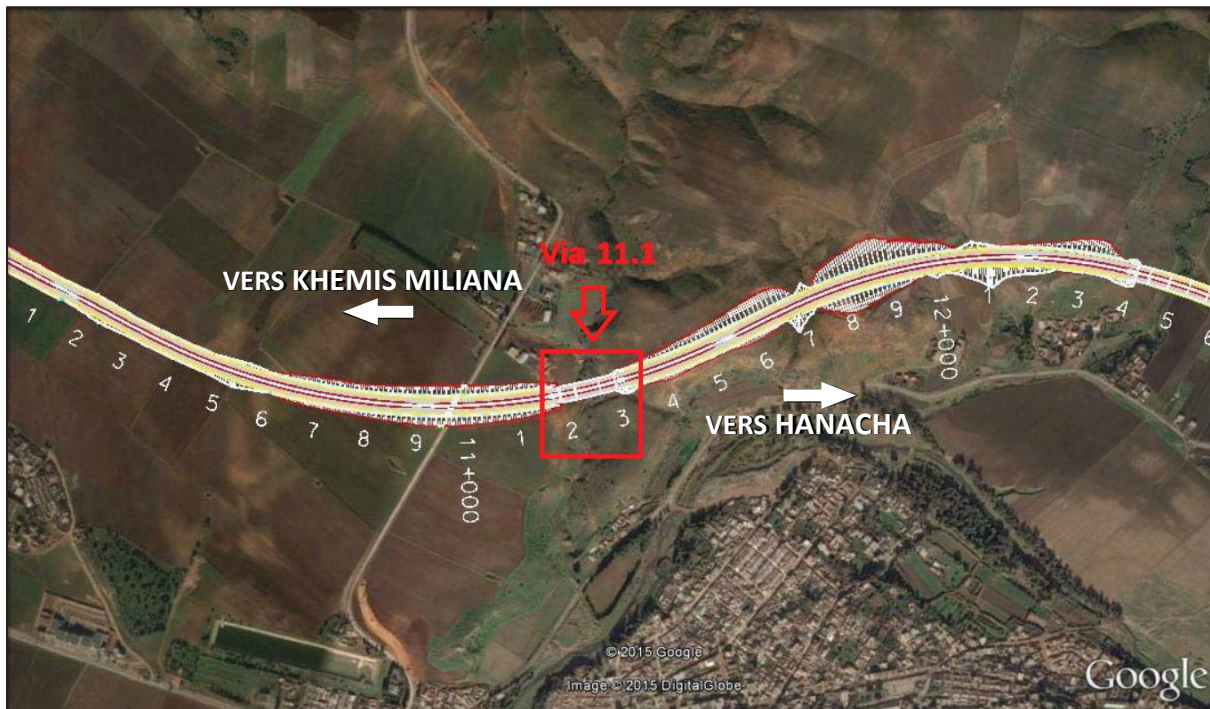


Figure II. 2 : Image satellitaire sur la position de l'ouvrage.

II.3 LES DONNEES DE PROJET

II.3.1 Les données fonctionnelles

II.3.1.1 Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 11+200
- Fin de l'ouvrage au PK 11+300
- L'ouvrage présente une courbe de rayon 1300 m

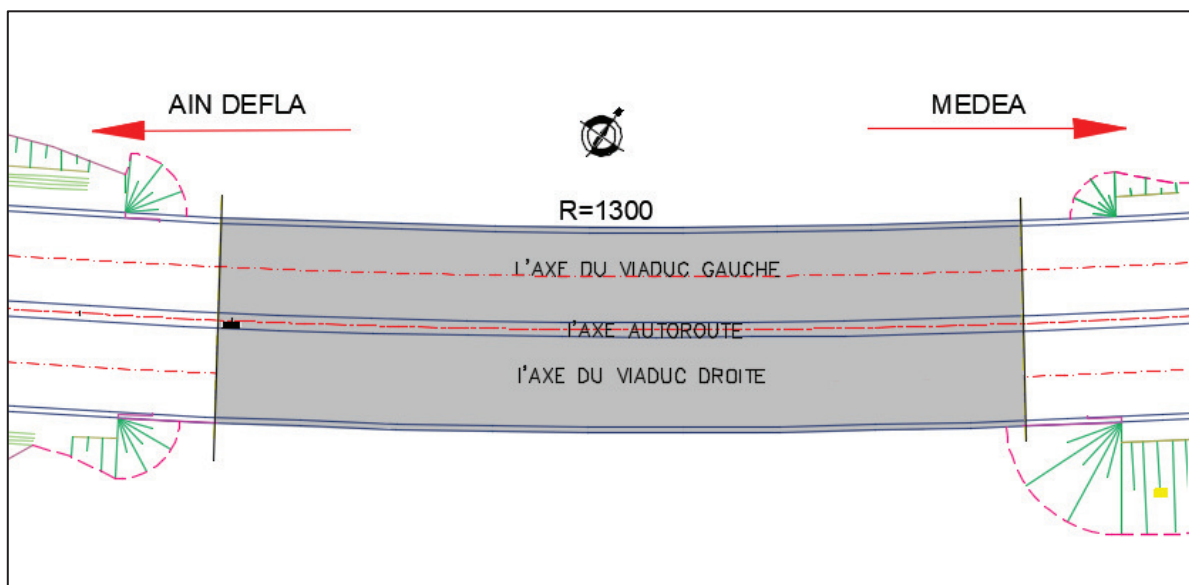


Figure II. 3 : Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 11+200
- Fin de projet au PK 11+300
- Ligne droite de pente $P = 3.5 \%$

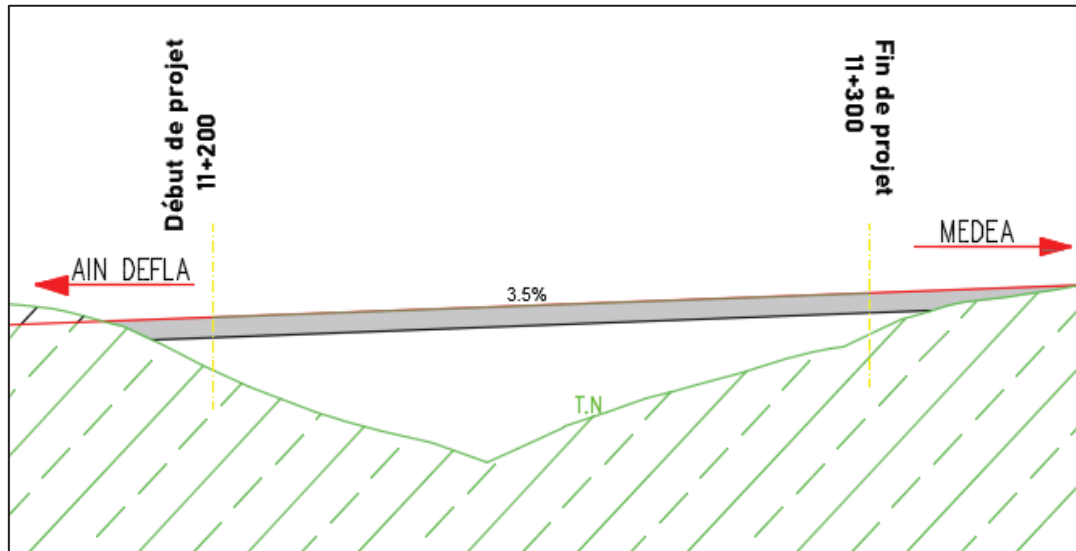


Figure II. 4 : Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini comme suit :

- Largeur du tablier 13.25 m
- Largeur de la chaussée : 12 m
- Un profil en 2x3 voies de 3,5 m chacune
- Une bande d'arrêt d'urgence de 1 m dans les deux sens
- Un terre-plein central de 1m de largeur
- Largeur de trottoir : 0.5 m côté droit et 0.75 m côté gauche
- Un dévers en toit de 2,5 %

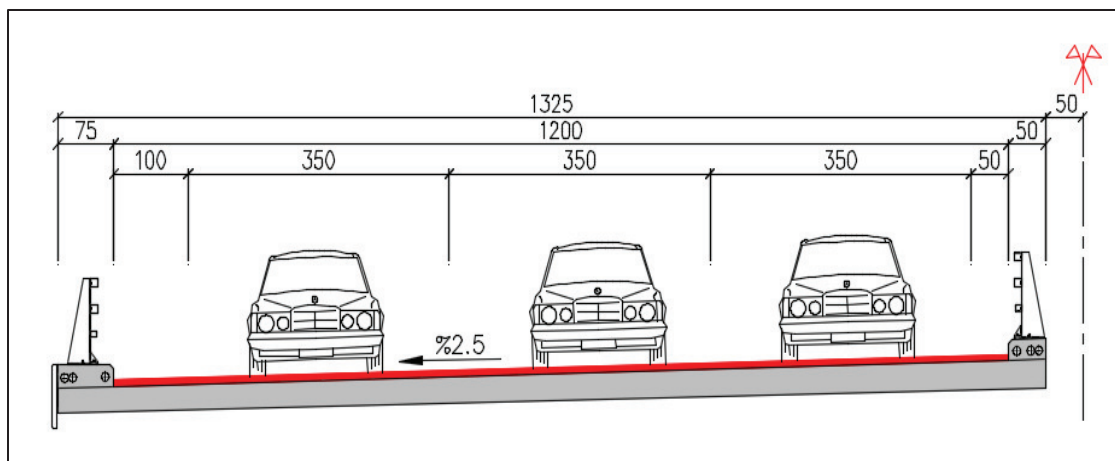


Figure II. 5 : Profil en travers de la voie portée.

II.3.2 Les données naturelles

II.3.2.1 Données sismologiques

➤ Classification de l’ouvrage

Les catégories d’importance considérées pour les ponts neufs sont les suivants :

Tableau II. 1 : Classification des ponts.

Groupe d’usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d’importance moyen

L’ouvrage est inclus dans le Groupe d’usage 2 (Pont important).

➤ Classification de la zone sismique

Les zones sismiques prévues sont montrées dans la figure ci-dessous :

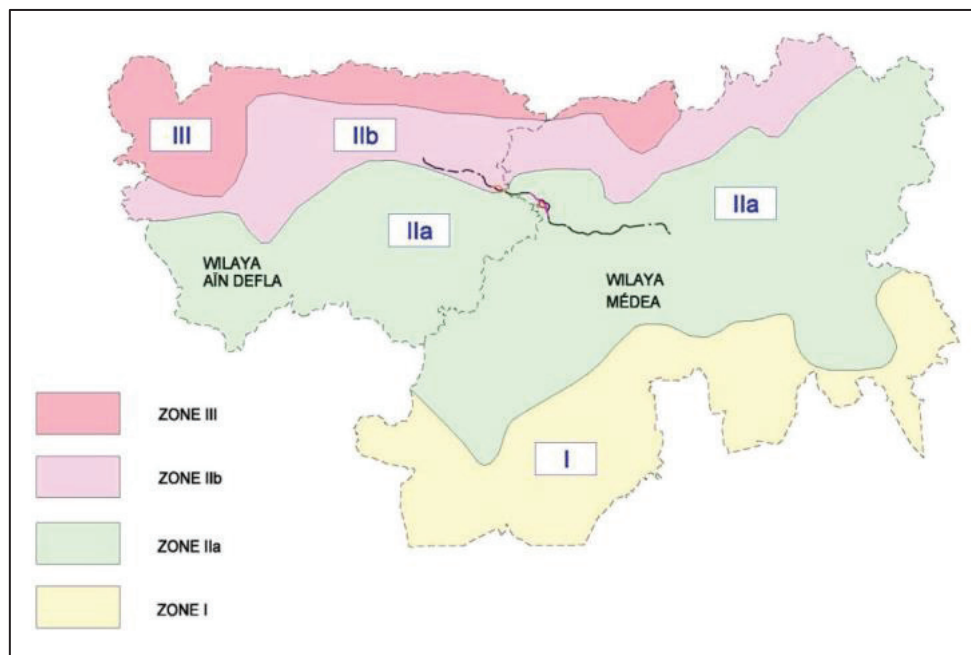


Figure II. 6 : Carte de zonage sismique au niveau des wilayas de Médea et Ain Defla.

Tableau II. 2 : Coefficient d’accélération (A).

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe 2	0.12	0.20	0.25	0.30
Groupe 3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le site étudié se situe dans une zone de sismicité élevée (zone IIb). Et puisque l’ouvrage est de grande importance (groupe 2), alors le coefficient d’accélération pris est $A = 0.25 g$.

II.3.2.2 Données géologiques

Les études de sondage et de cartographie géologique font observer que les unités rencontrées dans la zone du Viaduc 11.1 comportent une structure géologique dont les unités d'alluvion d'âge quaternaire et de terrasse d'âge plio-quaternaire sont dominantes.

Des sédiments d'alluvion d'âge quaternaire sont observés dans la zone de recherche qui chevauchant le matériel de terrasse entre PK 11+175 et PK 11+212 en surface et des sédiments de terrasse d'âge plio-quaternaire entre PK 11+248 et PK 11+350.

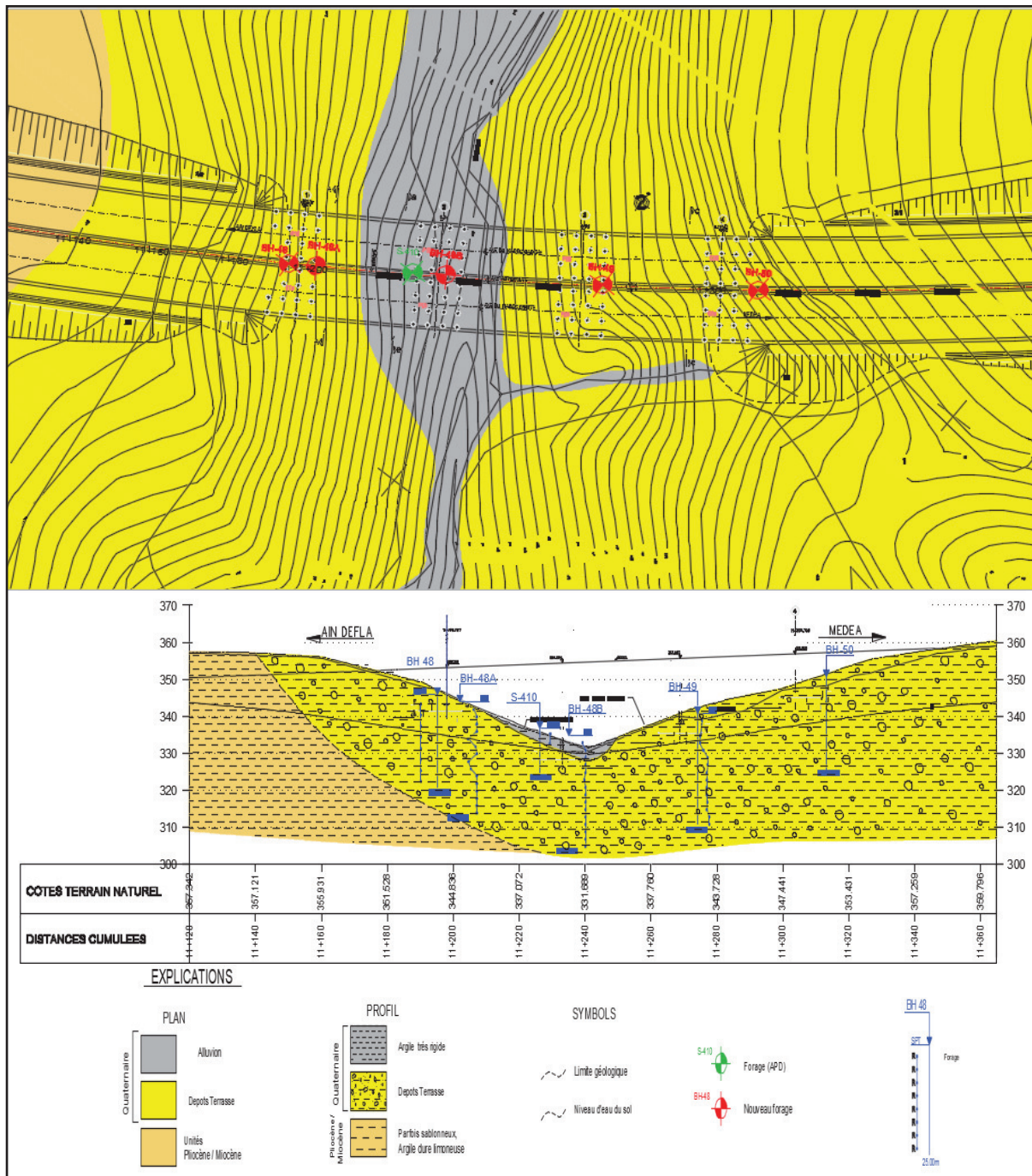


Figure II. 7 : Vue en plan et en élévation lithologique.

II.3.2.3 Données géotechniques

La géotechnique est une discipline qui concerne l'étude des propriétés physiques, mécanique et hydrauliques des sols, des roches et des fondations, ainsi que leur comportement en réponse aux charges et aux contraintes. Elle est souvent associée à des projets de construction et d'ingénierie civile, comme la conception de routes, de ponts, de barrages, de tunnels, de bâtiments et d'infrastructures.

Les géotechniciens utilisent des techniques de forage, d'essais in situ, d'analyses de laboratoire et de modélisation pour évaluer les caractéristiques géotechniques du sol et des roches, et pour concevoir des solutions adaptées aux projets de construction. La géotechnique est donc essentielle pour assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité des structures construites sur ou dans le sol.

La reconnaissance du sol est une opération complexe qui nécessite une compréhension précise de la nature du sol avant d'établir les fondations d'un ouvrage. Il est important de connaître la résistance du sol, la profondeur à laquelle les fondations doivent être établies, ainsi que le niveau de la nappe aquifère.

Parmi les méthodes de reconnaissance géotechnique : les sondages, les forages et les essais in-situ qui mesurent les propriétés des sols directement sur le site sans prélever d'échantillons, on parle de l'essais de pénétration standard (SPT) et l'essais de Pressiomètre (PMT).

Le plan lithologique (Figure II.7) montre l'emplacement des essais de reconnaissance géotechnique. Les résultats des essais sont dans l'**annexe A**.

D'après le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, le sol sur lequel est construit l'ouvrage est classé dans la catégorie S3 (sol meuble). Par conséquent, il est recommandé de considérer cette catégorie de sol lors de l'étude sismique.

➤ **Recommandations pour les types de fondation**

Les fondations des piles du viaduc sont installées sur une unité terrasse. En raison des propriétés géotechniques de ces unités géologiques, des problèmes de stabilité pourraient survenir sous les grandes charges exercées par la structure du viaduc. Par conséquent, la décision a été prise de soutenir le Viaduc sur des fondations de pieux forés d'un diamètre de 120 cm.

II.3.2.4 Données climatiques

➤ **Vent**

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

➤ **Température**

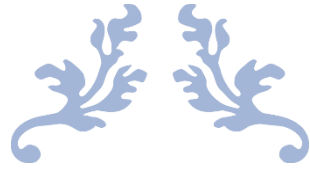
La température à Aïn Defla varie en fonction de la saison :

- En hiver, les températures maximales peuvent atteindre 15°C et les minimales descendent jusqu'à 6°C.
- En été, les températures maximales peuvent atteindre 36°C et les minimales descendent jusqu'à 22°C.

II.4 CONCLUSION

L'objectif de la conception d'un pont est de trouver la solution la plus économique tout en satisfaisant un ensemble d'exigences fondamentales. En effet, le pont est destiné à offrir un service aux usagers, ce qui nécessite la prise en compte de deux types d'exigences : les exigences fonctionnelles, qui regroupent toutes les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement, et les exigences naturelles, qui incluent tous les éléments de son environnement.

Dans ce chapitre, nous avons mis en avant ces points essentiels, qui nous permettront de débiter la conception et le prédimensionnement dans le chapitre suivant. Nous devons ainsi prendre en compte les exigences fonctionnelles et naturelles afin de trouver la solution optimale pour assurer le bon fonctionnement du pont tout en respectant son environnement.



CHAPITRE III
CONCEPTION ET
PRE-DIMENSIONNEMENT



III.1 INTRODUCTION

La conception a l'objectif de concevoir un type d'ouvrage qui soit économiquement viable, esthétiquement attrayant et répond aux besoins fonctionnels des utilisateurs.

Pour cela, plusieurs critères sont pris en compte, tels que :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions géotechniques.
- Le bilan économique (coût de l'ossature et des appuis).
- L'esthétique.

La sélection du type d'ouvrage approprié nécessite donc une analyse approfondie de ces différents facteurs.

III.2 CHOIX DES VARIANTES

En raison de restrictions budgétaires et de la localisation du site, nous ne pouvons pas opter pour des ponts exceptionnels tels que les ponts haubanés ou suspendus.

Par conséquent, nous devons nous concentrer sur ces trois options :

- Un pont à poutres préfabriquées du type (VIPP).
- Un pont mixte à deux poutres continue avec une section constante.
- Un pont voussoir préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont principalement utilisés pour les petites et moyennes portées. Ils sont simples et économiques à construire et peuvent être adaptés à une variété de conditions de site.

Le tablier du pont est constitué de poutres longitudinales, parallèles, équidistantes et de même hauteur. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises aux appuis et recouvertes de dalles en béton armé aminci qui supportent la chaussée.

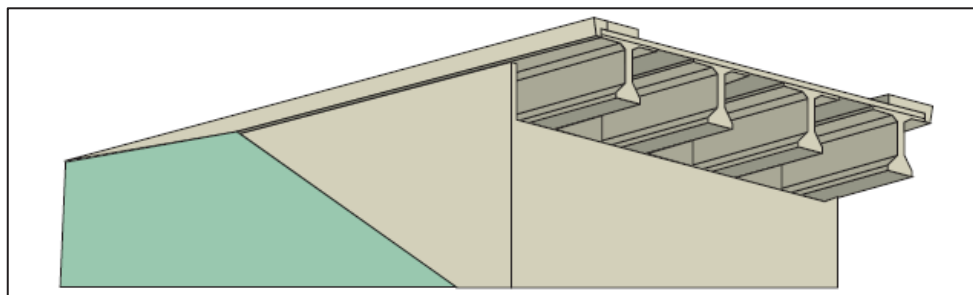


Figure III.1 : Schéma type d'un VIPP.

III.3.1.1 Conception longitudinale

La portée optimale des poutres VIPP est généralement de 30 à 40 mètres. Une portée de 29 mètres a été choisie pour cette variante proposée, donc une poutre de 30 m de longueur.

Cette variante se compose de quatre travées égales, chacune de 30,08 mètres de long, ce qui donne une longueur totale de pont de 120,23 mètres.

III.3.1.2 Conception transversale

Le guide de conception SETRA [VIPP/1996] a été utilisé pour effectuer le prédimensionnement de la structure :

Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la variante N°01.

Elément	Ratios usuels	Valeur
Longueur totale de la poutre	25 - 40	30 m
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} < H_p < \frac{L}{16}$	1.5 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$60\text{cm} \leq L_t \leq 90\text{cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60 cm
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.11 m
Entraxe des poutres	$1.40\text{m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.73 m
Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	8 poutres
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	1.75 m
Entretoise d'about	/	$30 \times 105 \text{ cm}^2$

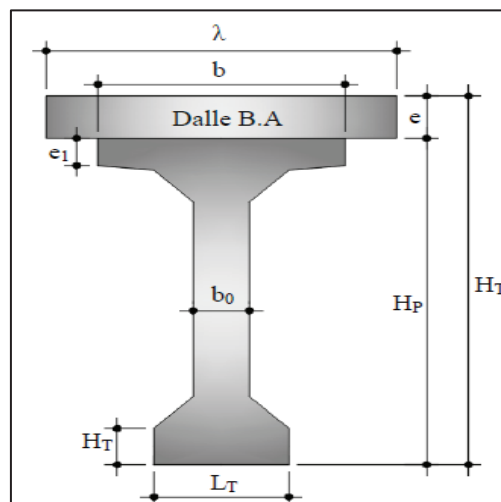


Figure III. 2 : Notation des dimensions.

III.3.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré-dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA

Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.92-6.66	
	Longueur	13.25	
	Épaisseur	1.50	
Mur en retour	Épaisseur	0.75	
Mur garde grève	Hauteur	2.28	
	Épaisseur	0.30	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.20	

➤ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

Tableau III. 3 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	2.40	
	Longueur	13.25	
	Hauteur	1.30	
Fûts	Diamètre	2.00	
	Nombre	3 / Pile	
	Hauteur	H ₁ =16.63 H ₂ =17.52 H ₃ =9.23	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.20	

III.3.2 Variante 02 : « Pont vousoir préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Un pont vousoir de hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs est une structure de pont en béton qui est construite par l'ajout progressif de voussoirs préfabriqués en béton armé ou précontraint.

Le processus de construction implique l'utilisation de poutres préfabriquées qui sont placées de chaque côté du pont et qui servent de support pour la construction des voussoirs. Ils sont ensuite ajoutés à chaque extrémité de la poutre, créant ainsi une structure en encorbellement.

III.3.2.1 Conception longitudinale

Lorsque la portée est inférieure à 65 m ; le tablier le plus économique est de hauteur constante. Donc, on propose pour cette variante un pont vousoir de hauteur constante composé d'une travée principale de 50 m et deux travées de rives de 29.4 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 110 m.

III.3.2.2 Découpage des voussoirs

D'une façon générale, on distingue trois types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC) et enfin Voussoir Courant (VC), qui sont représentés dans la **Figure III. 3** ci-dessous :

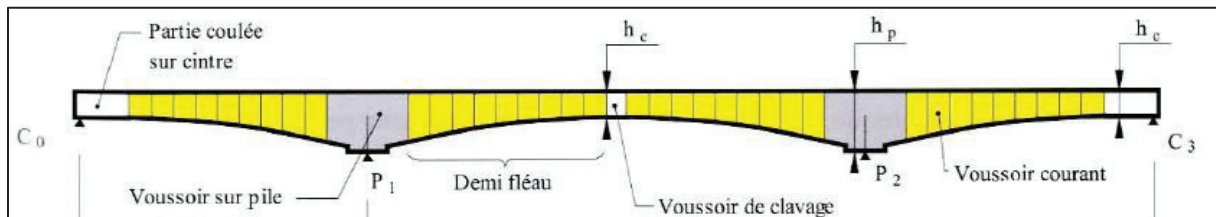


Figure III. 3 : Découpage des voussoirs.

Pour notre cas, et pour des voussoirs préfabriqués, les valeurs retenues sont mentionnées dans le **Tableau III. 4** suivant :

Tableau III. 4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Description	Longueur (m)
Voussoir sur pile (VSP)	Ses dimensions sont fixées par les moyens de Transport et d'élevage.	5.6
Voussoir courant (VC)		2.45
Voussoir sur clé (VSC)	Sa longueur ne dépassant pas 15 à 20 cm	0.3

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 90**.

- 04 voussoirs sur pile.
- 06 voussoirs de clavage.
- 76 voussoirs courants.
- 04 voussoirs sur culée.

III.3.2.3 Conception transversale

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine. Son Pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

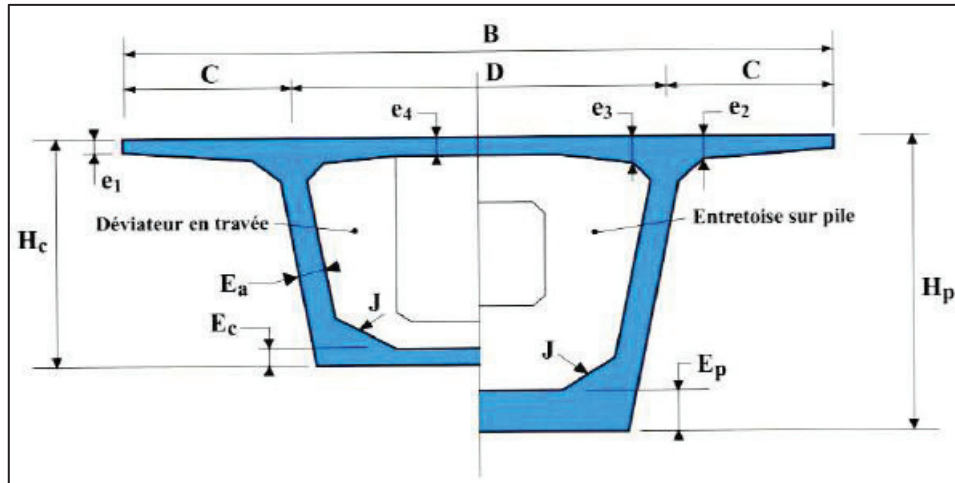


Figure III. 4 : Notation des dimensions.

Tableau III. 5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.

Elément	Ratios usuels	Valeur retenue(m)
Hauteur du voussoir	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	2.50
Largeur du voussoir	B	13.25
C	$\frac{B}{4}$	3.312
D	B - 2C	6.625
e ₁	e ₁ ≥ 16 à 18 cm	0.24
e ₂	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	0.42
e ₃	e ₃ > e ₂ -10cm et e ₃ > 1,5 e ₄	0.45
e ₄	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	0.27
Inclinaison de l'âme	10% ≤ β ≤ 30%	18%
E _a	$E_a = 0.26 + \frac{L}{500}$	0.40
E _c	E _c ≥ (18cm ; 3Φ ; $\frac{E_a}{3}$)	0.25
Gousset supérieur	30° < α < 45°	45°
Gousset inférieur	30° < α < 45°	45°

III.3.2.4 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA

Tableau III. 6 Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur (C1)	6.16	
	Hauteur (C2)	6.73	
	Longueur	13.25	
	Épaisseur	1.50	
Mur en retour	Épaisseur	0.70	
Mur garde grève	Hauteur	2.29	
	Épaisseur	0.40	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.20	

➤ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	6.40	
	Largeur	2.00	
	Hauteur (P1)	11.68	
	Hauteur (P2)	17.20	
Semelles	Largeur	9.60	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.20	

III.3.3 Variante 03 : Pont mixte bipoutres

Le pont mixte bipoutres est devenu possible grâce à l'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, permettant la réalisation d'ouvrages légers de grandes portées.

Ce type de pont combine les avantages de l'acier et du béton en utilisant deux poutres en acier supporter une dalle en béton, maintenues ensemble par des entretoises.

Les portées pour ce type de construction peuvent aller de 30 à 130 m pour les travées continues et la largeur totale de 7/8 m jusqu'à 20 m. Cependant, ces valeurs peuvent varier en fonction des exigences spécifiques du projet et de l'utilisation prévue de la structure.

De plus, cette technique permet d'obtenir un ouvrage stable et esthétique.



Figure III. 5 : Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.

III.3.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé d'une travées principales de 44 m de longueur et deux travées de rives de 33 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 111.2 m.

III.3.3.2 Conception transversale (Selon SETRA) :

Le tablier a une largeur de 13.25 m, et lorsque cette largeur est inférieure à 13 à 14 m, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des éléments de connexion structurel appelés entretoises (tous les 8 m environ).

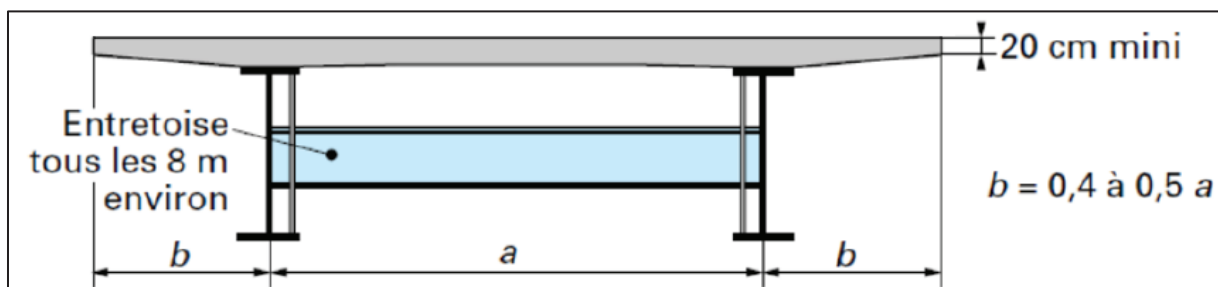


Figure III. 6 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre à entretoises.

$0.5L \leq a \leq 0.55 L$, on opte pour : $a = 7 \text{ m}$, $b = 3.15 \text{ m}$.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

➤ Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est 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. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

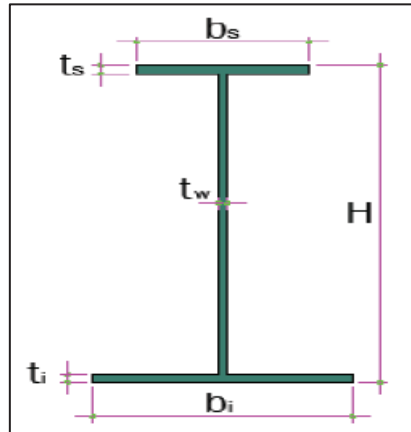


Figure III. 7 : Notations des dimensions de la poutre.

Tableau III. 8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Élément	Ratios usuels	Valeur retenue (mm)
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur de la poutre constante (HP)	$HP = \frac{L}{28}$	1600
Épaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq 0,005 \times d$	20
Largeur semelle inférieure (b_i)	$400 \text{ mm} \leq b_i \leq 1300 \text{ mm}$	700
Largeur semelle supérieure (b_s)	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1300 \text{ mm}$	500
Épaisseur semelle inférieure (t_i)	$t_i \geq b_i / 30$	35
Épaisseur de la semelle supérieure (t_s)	$t_s \geq b_s / 30$	25

➤ Conception des entretoises :

Les entretoises sont généralement placées à une certaine distance le long de la portée du pont afin de stabiliser les poutres et d'empêcher leur fléchissement. Pour le Pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 9 : Pré dimensionnement des entretoises.

Éléments	IPE600 (mm)	Figure
Hauteur principales	600	
Épaisseur de l'âme	11	
Épaisseur semelle inférieure	17	
Épaisseur de la semelle supérieure	17	
Largeur semelle inférieure	200	
Largeur semelle supérieure	200	

➤ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique :**

Les connecteurs, connus sous le nom de goujons, assurent la liaison entre la dalle à la semelle supérieure des profilés métalliques. Ils évitent tout mouvement du tablier par rapport aux poutres.

Les goujons sont des éléments de liaison composés d'une tige cylindrique de diamètre réduit soudée sur la membrure supérieure de la poutre, ainsi que d'une tête. Bien que leur résistance individuelle soit inférieure à celle des autres types de connecteurs, ils sont faciles à mettre en œuvre et nécessitent un grand nombre pour assurer une connexion efficace.

III.3.3.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ **Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA**

Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur (C1)	6.61	
	Hauteur (C2)	6.19	
	Longueur	13.25	
	Épaisseur	1.33	
Mur en retour	Epaisseur	0.7	
Mur garde grève	Hauteur	3.14	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	

➤ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	8.6	
	Largeur	1.8	
	Hauteur (P1)	19.18	
	Hauteur (P2)	13.29	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	1.8	
Pieux	Nombre	9	
	Diamètre	1.2	

III.4 ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

III.4.1 Analyse de la 1^{ère} variante : Pont VIPP

Tableau III. 12 : Devis de la 1^{ère} variante /tablier.

N°	Designations Des Postes	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant (DA)
1.1	Forage des Pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 500.00	72 000.00	108 000 000.00
1.4	Recepage des pieux	u	60.00	24 000.00	1 440 000.00
TOTAL (Pieux)					109 440 000.00
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m ³	70.00	10 500.00	735 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m ³	1 325.00	17 000.00	22 525 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m ³	535.00	18 000.00	9 630 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m ³	370.00	18 000.00	6 660 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	m ³	1 030.00	22 000.00	22 660 000.00
TOTAL (Béton)					62 210 000.00
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	270.00	180 000.00	48 600 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	135.00	180 000.00	24 300 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	t	25.00	500 000.00	12 500 000.00
TOTAL (Acier)					85 400 000.00
TOTAL HORS TAXES				257 050 000.00	
T V A 19 %				48 839 500.00	
TOTAL EN TTC				305 889 500.00	
Avantages				Inconvénients	
<ul style="list-style-type: none"> Maitriser de la fabrication des poutres. Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique. Rapidité de construction : préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage Ne nécessitent aucun contrôle continuer Sont plus durables car la précontrainte aide à réduire les effets de la corrosion Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois 				<ul style="list-style-type: none"> Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place Tablier épais mal vu du point de vue esthétique Coffrage compliqué et limité au marché Poids propre important La difficulté de franchir une courbe Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme. 	

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.4.2 Analyse de la 2ème variante : Pont Voussoirs

Tableau III. 13 : Devis de la 2^{ème} variante /tablier.

N°	Designations Des Postes	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant (DA)
1.1	Forage des Pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 200.00	72 000.00	86 400 000.00
1.4	Recepape des pieux	u	48.00	24 000.00	1 152 000.00
TOTAL (Pieux)					87 552 000.00
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m ³	55.00	10 500.00	577 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m ³	1 0600.00	17 000.00	18 020 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m ³	3700.00	18 000.00	6 660 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m ³	480.00	18 000.00	8 640 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m ³	1 220.00	35 000.00	42 700 000.00
TOTAL (Béton)					131 920 000.00
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	240.00	180 000.00	43 200 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	t	210.00	180 000.00	37 800 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	t	61.00	500 000.00	30 500 000.00
TOTAL (Acier)					111 500 000.00
TOTAL HORS TAXES				275 649 500.00	
T V A 19 %				52 373 405.00	
TOTAL EN TTC				328 022 905.00	
Avantages				Inconvénients	
<ul style="list-style-type: none"> • Accélération de la construction : en multipliant le nombre de bases de départ, • Longue durée de vie : la précontrainte permet une meilleure résistance aux contraintes et aux intempéries, ce qui prolonge la durée de vie du pont. • Facilité de franchissement en courbe • Attractivité visuelle : Parmi les types des ponts les plus attirant. 				<ul style="list-style-type: none"> • Difficulté de mise en œuvre : la construction par encorbellement successif nécessite une bonne maîtrise de la technique et des compétences spécifiques. • Besoins logistiques importants : la préfabrication nécessite une gestion logistique complexe, avec le transport des éléments préfabriqués sur le site de construction. • Le poids est très important (tablier assez épais), Cela peut nécessiter des fondations et des appuis plus importants 	

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.4.3 Analyse de la 3^{ème} variante : Pont Mixte Bipoutre

Tableau III. 14 : Devis de la 2^{ème} variante /tablier.

N°	Designations Des Postes	U	Quantités	Prix Unitaire (HT)	Montant (DA)
1.1	Forage des Pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 800.00	72 000.00	129 600 000.00
1.4	Recepape des pieux	u	72.00	24 000.00	1 7280 000.00
TOTAL (Pieux)					109 440 000.00
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m ³	40.00	10 500.00	420 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m ³	690.00	17 000.00	11 730 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m ³	480.00	18 000.00	8 640 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m ³	420.00	18 000.00	7 560 000.00
2.5	Hourdis RN 35	m ³	370.00	20 000.00	7 400 000.00
TOTAL (Béton)					35 750 000.00
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	190.00	180 000.00	34 200 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	95.00	180 000.00	17 100 000.00
3.3	Acier charpente métallique pour tablier	t	130.00	340 000.00	44 200 000.00
3.4	Assemblage et montage du tablier métallique	t	130.00	80 000.00	10 400 000.00
TOTAL (Acier)					105 900 000.00
TOTAL HORS TAXES				272 978 000.00	
T V A 19 %				51 865 820.00	
TOTAL EN TTC				324 843 820.00	
Avantages				Inconvénients	
<ul style="list-style-type: none"> Grande résistance : grâce à la combinaison d'acier et de béton, cette structure peut supporter des charges importantes. Construction rapide : ce qui permet de réduire les délais de réalisation du projet. Qualité architecturale : le design de cette structure permet une grande netteté, ce qui peut offrir un aspect esthétique attrayant pour les usagers et les observateurs. 				<ul style="list-style-type: none"> Besoin de main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération de soudage. Entretien périodique pour assurer sa sécurité et sa durabilité. Coût élevé de l'acier. Risque de la fatigue dans les assemblages et de corrosion, qui peuvent affaiblir la structure du pont au fil du temps. Sensibilité aux gradients thermiques 	

III.4.4 Critères de choix

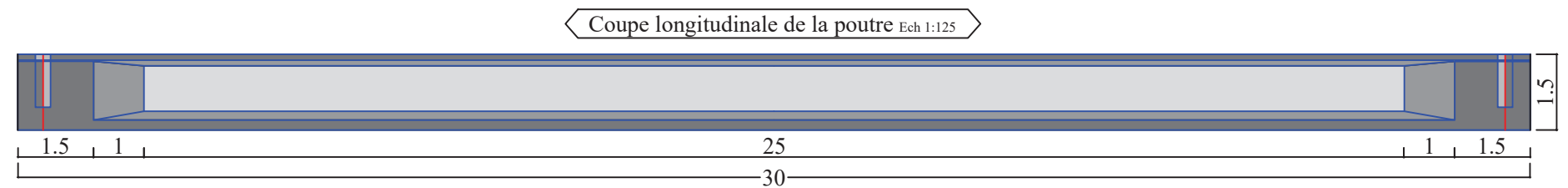
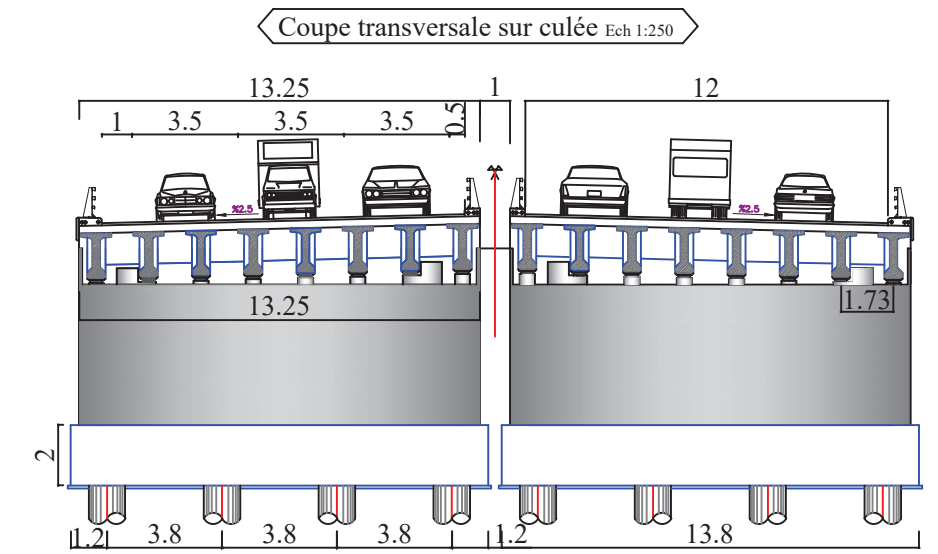
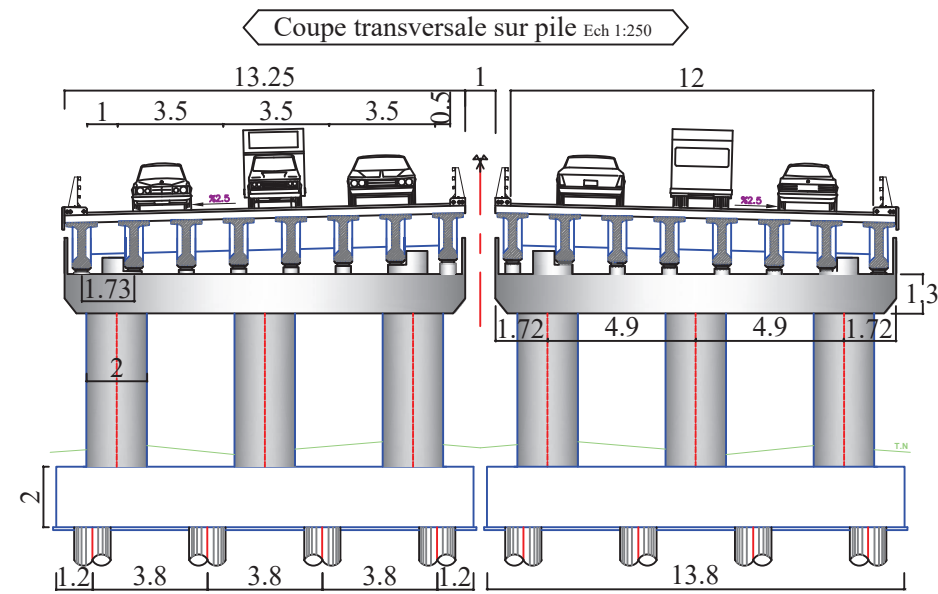
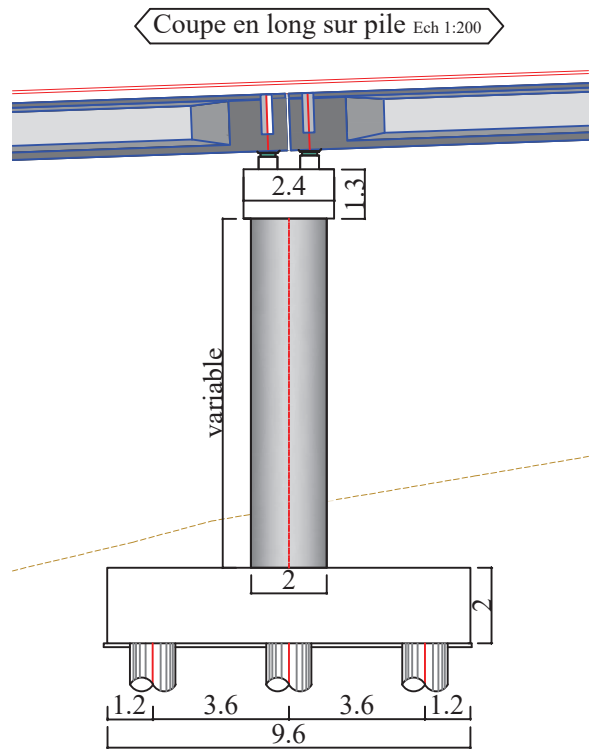
On peut évaluer les trois modes de réalisation de ponts selon plusieurs critères :

- Critères techniques (étude et réalisation) : On peut comparer les trois modes en termes de facilité de conception et de mise en œuvre, de fiabilité de la structure, de durée de vie attendue, de résistance aux contraintes et aux intempéries, ainsi que de sécurité pour les usagers.
- Critères économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) : Les coûts de construction, d'entretien et de maintenance des trois modes de réalisation peuvent être comparés en fonction des matériaux utilisés, des équipements nécessaires, des heures de travail requises, des délais de construction, ainsi que des coûts d'entretien et de réparation à long terme.
- Critères esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements) : La qualité visuelle de la structure peut être comparée en termes d'élancement et d'harmonie avec le paysage environnant, du nombre d'appuis nécessaires pour supporter la structure, ainsi que de la qualité des parements et finitions.

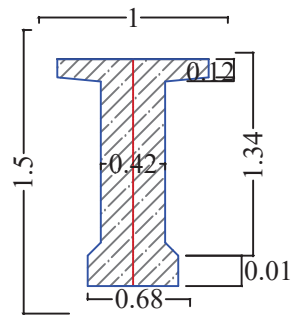
En utilisant ces différents critères, on peut évaluer les avantages et les inconvénients de chaque mode de réalisation et déterminer celui qui convient le mieux aux besoins spécifiques de chaque projet de construction de pont.

III.5 CONCLUSION

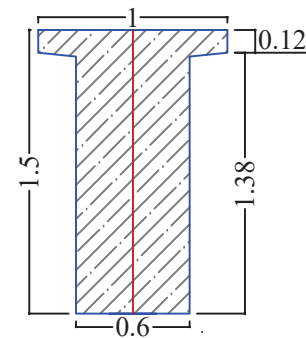
Après une analyse multicritère, nous avons finalement opté pour la première variante « **pont à poutres en béton précontraint par post-tension** ». Cette solution est considérée comme la moins couteuse, facile à entretenir et belle esthétiquement. Nous poursuivrons maintenant avec une étude détaillée de cette variante retenue dans les chapitres qui suivent.



Section intermédiaire Ech 1:40



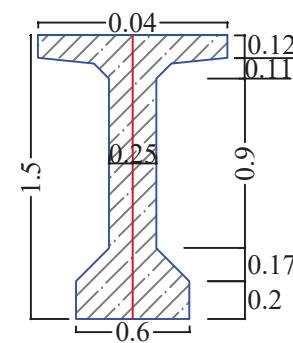
Section d'about Ech 1:40



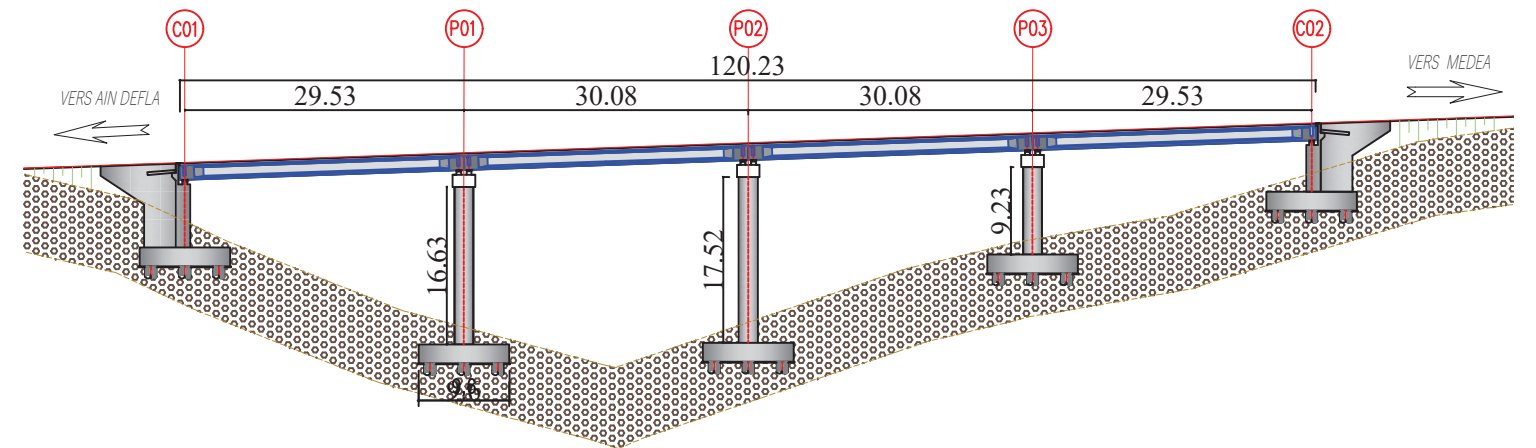
Entretoise d'about Ech 1:40



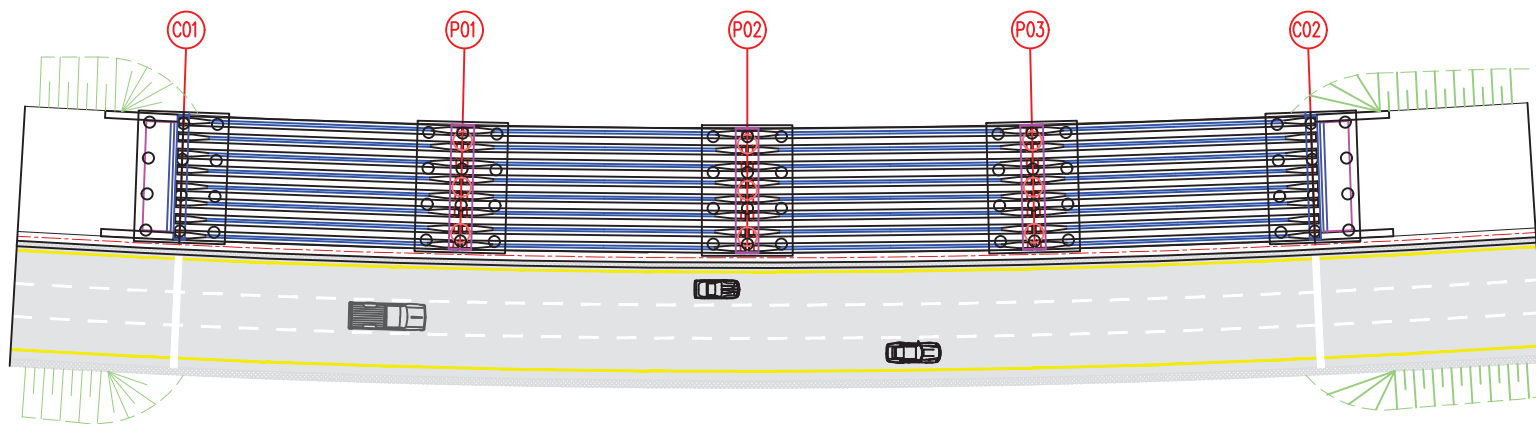
Section médiane Ech 1:40

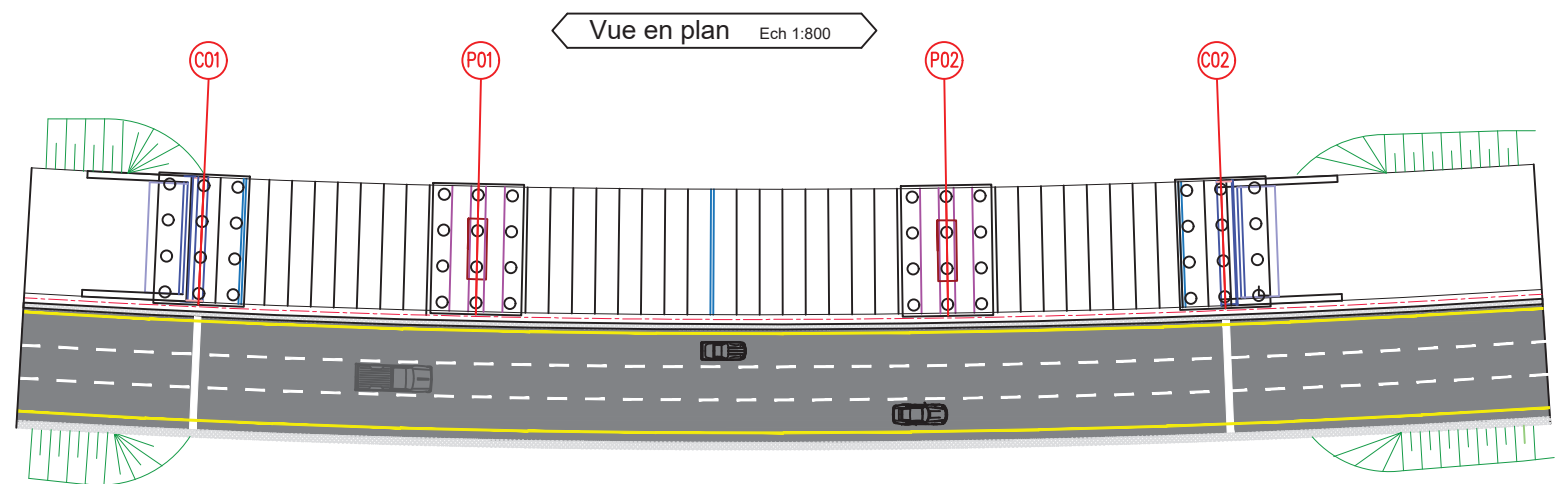
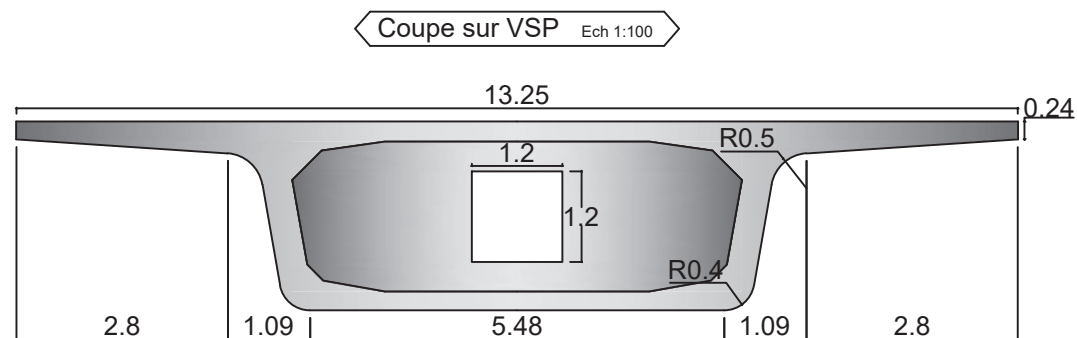
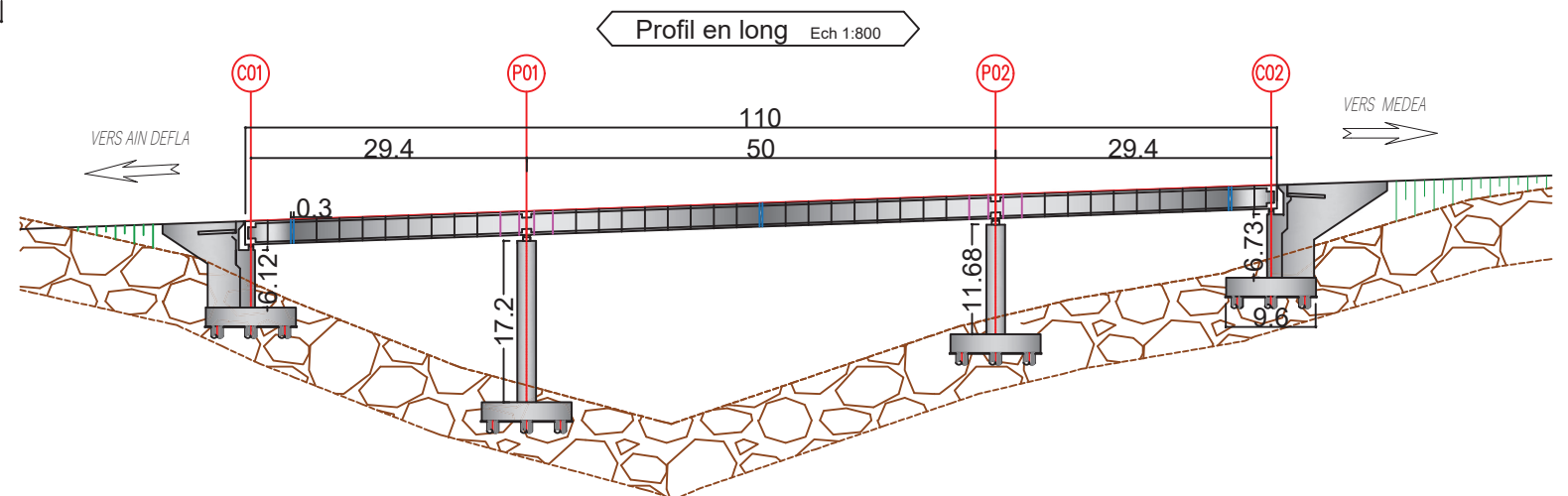
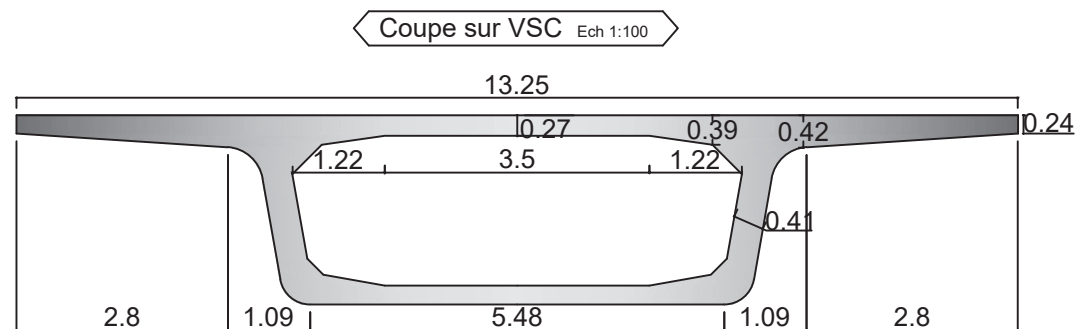
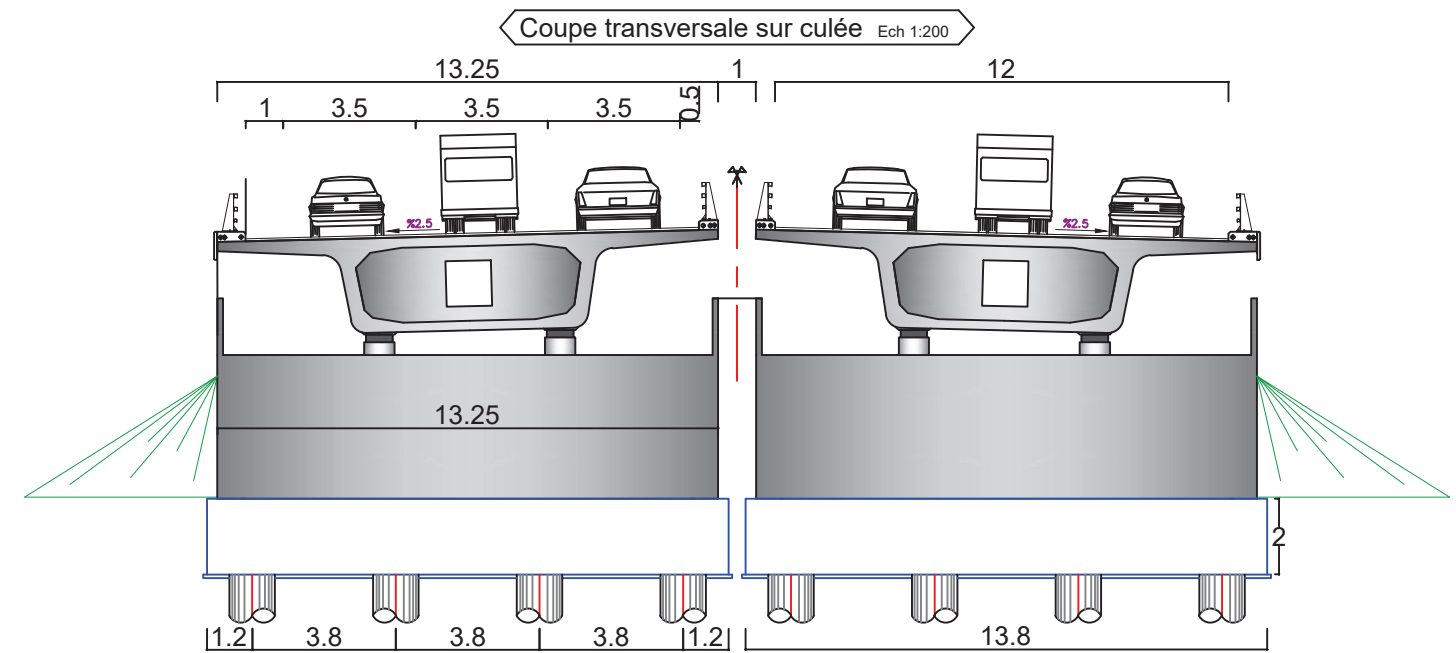
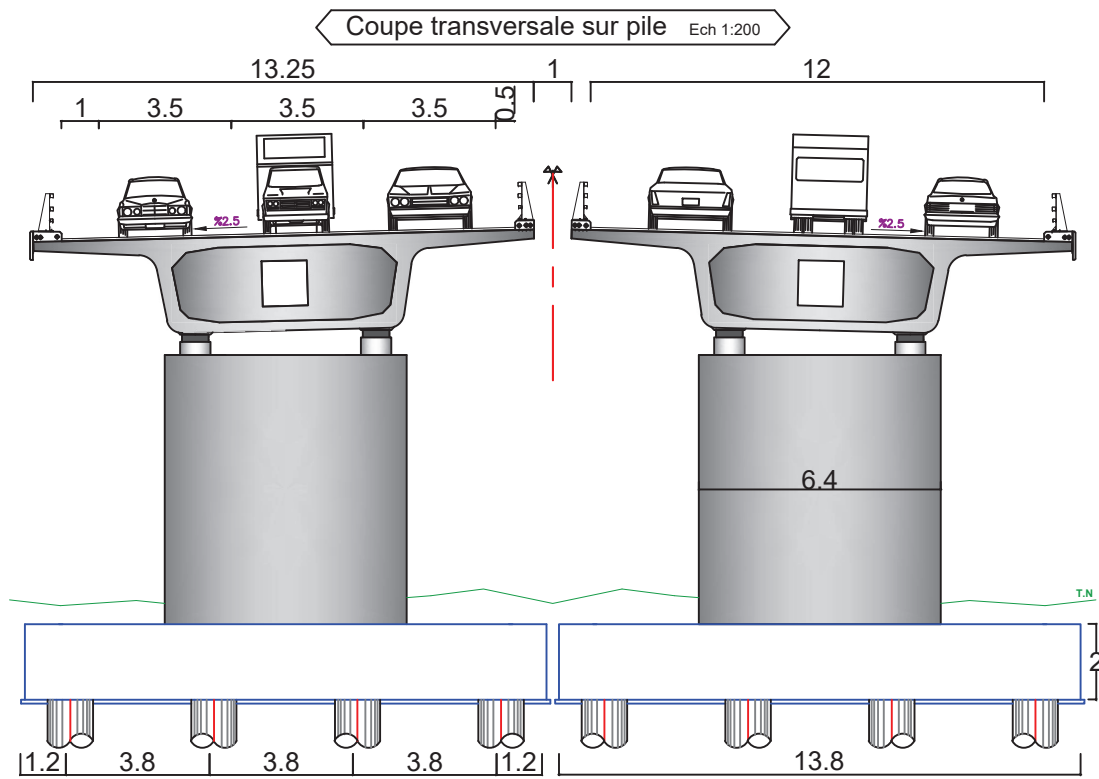


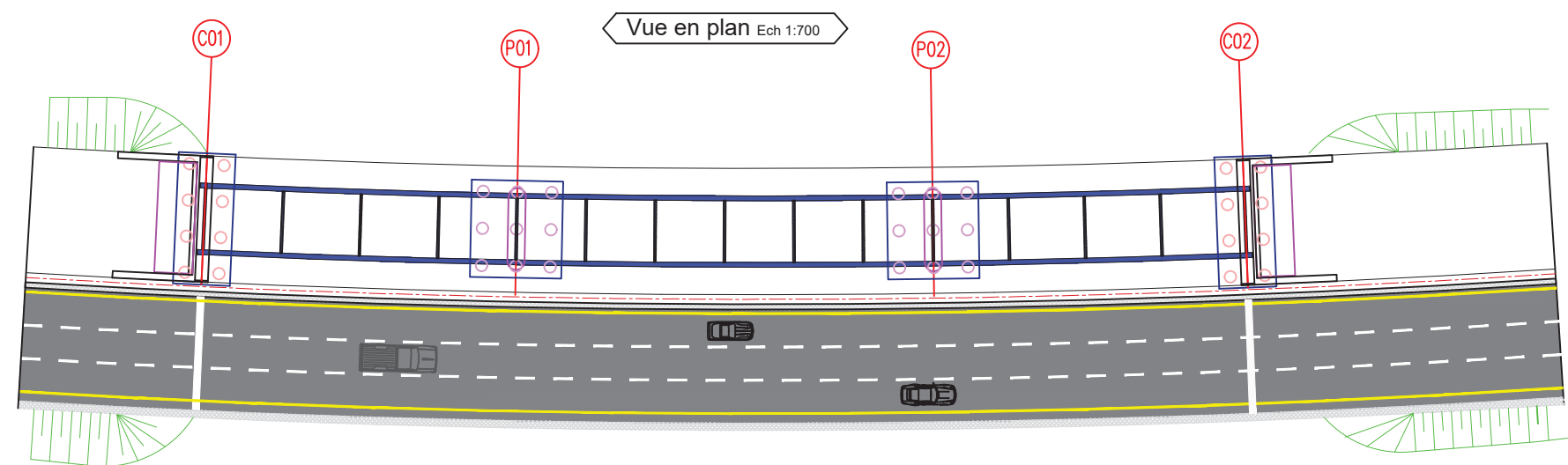
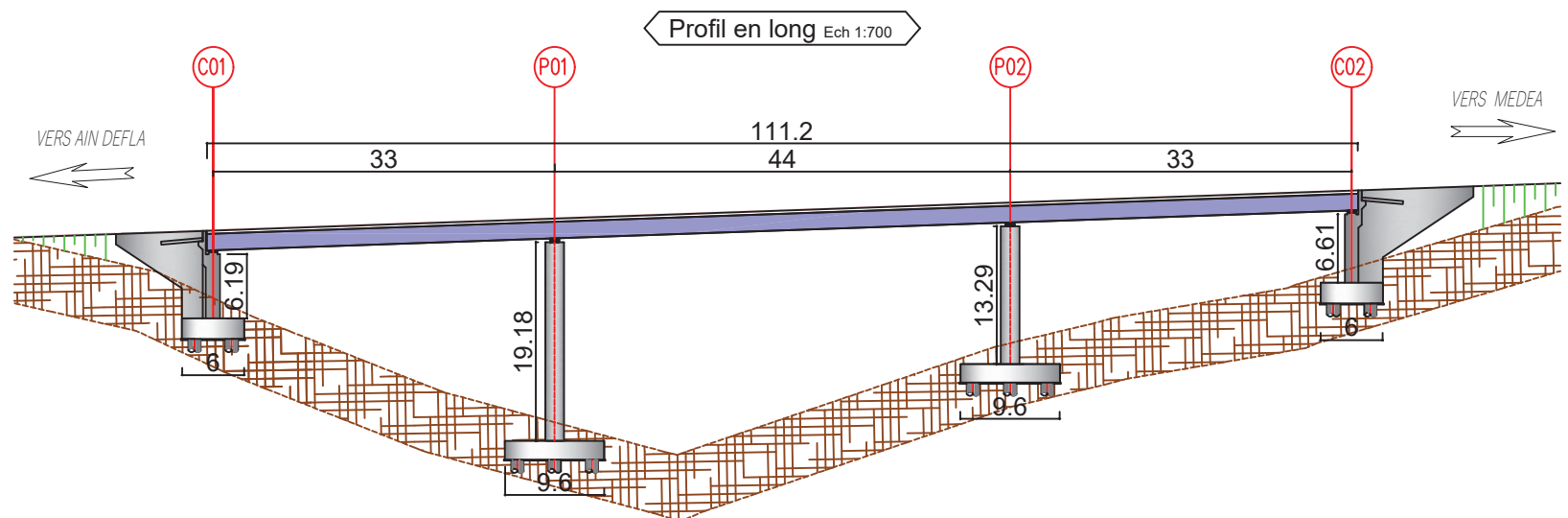
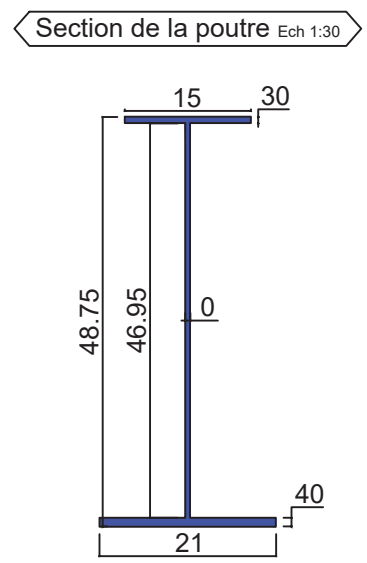
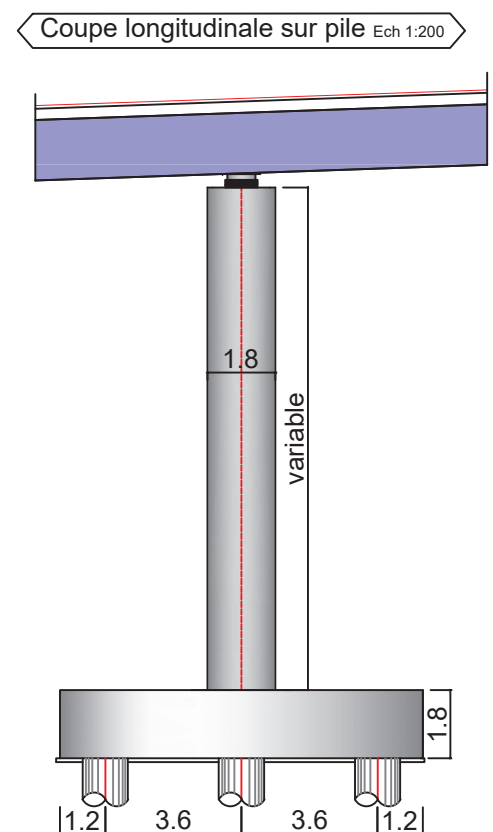
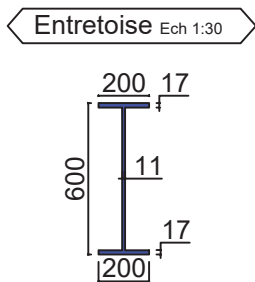
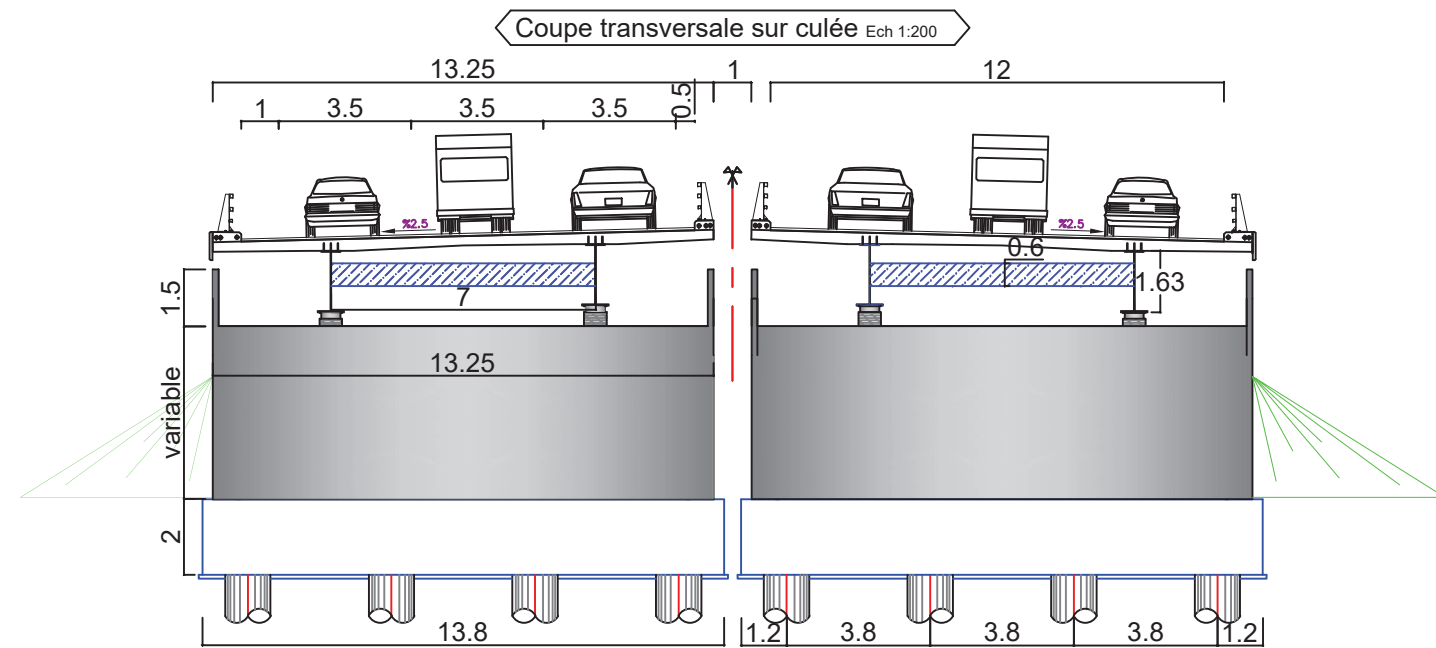
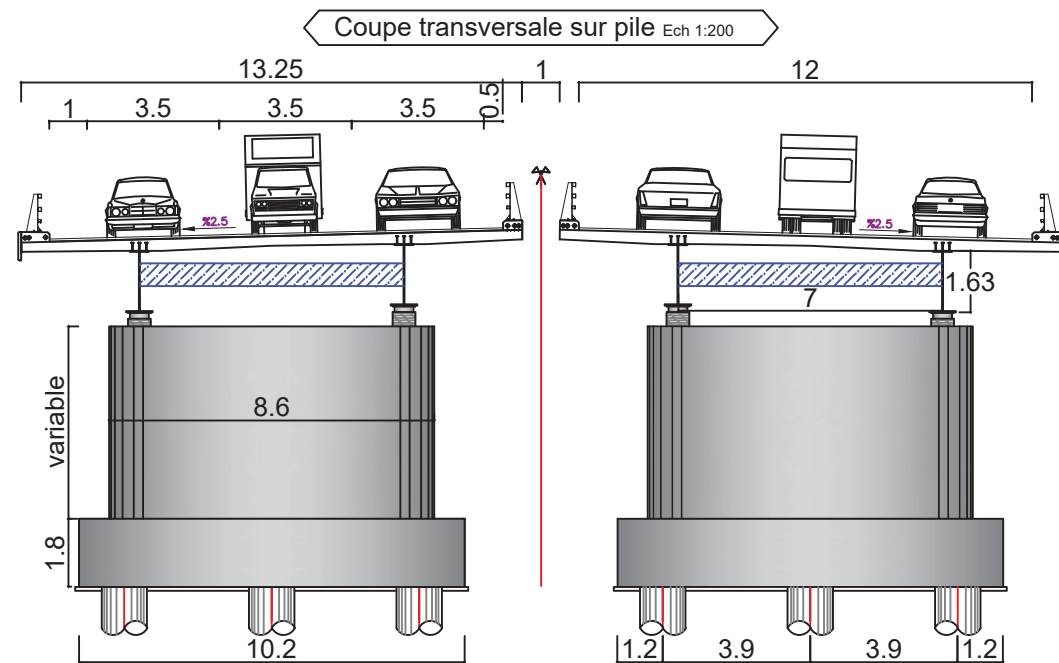
Profil en long Ech 1:800



Vue en plan Ech 1:800

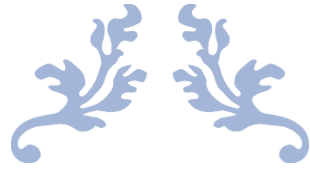






Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet Fin D'études	Réalisé par	Encadré par	Page	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc V11.1 pour la 4ème rocade située entre l'échangeur RN18 Khemis Miliana et l'échangeur Hannacha, sur une distance de 34 Km	LAYACHI Narimene MEZIOUD Mohammed Lamine	Mr. ADJADJ Mustapha Mr.CHAMI Said	33	2022/2023



CHAPITRE IV
ANALYSE DES CHARGES
ET HYPOTHESES DE
CALCUL



IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, Nous allons calculer les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, ainsi que les charges liées à la phase de construction qui seront appliquées sur la structure du pont. L'objectif est de s'assurer que le pont pourra résister à ces charges tout en garantissant sa durabilité et sa fiabilité.

Nous évaluerons également les différents matériaux de construction qui pourront être utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles B.A.E.L 91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **Guide SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes.

IV.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

IV.3.1 Béton

Le béton est un matériau de construction largement utilisé qui est composé de ciment, de granulats et d'eau, auxquels peuvent être ajoutés des adjuvants pour améliorer certaines propriétés.

Pendant, il a une résistance à la traction relativement faible par rapport à sa résistance à la compression (résistance à la compression de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et à la traction de 2 à 4 MPa), ce qui peut le rendre vulnérable à la fissuration ou la rupture sous des charges horizontales. Pour cette raison, le béton est souvent renforcé avec des matériaux tels que de l'acier pour améliorer sa résistance à la traction.

IV.3.1.1 Classe et résistance du béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé.

Béton	Superstructure	Infrastructure
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42,5
Dosage (Kg/m ³)	450	350
f_{c28} (MPa)	40	27
f_{t28} (MPa) = $0.6 + 0.06 \times f_{c28}$	3.00	2.22
Densité de béton armé (KN/m ³)	25	

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, la formule utilisée est la suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

IV.3.1.2 Contraintes admissibles à la compression

Selon les règles de BAEL91, la contrainte admissible à la compression égale à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (MPa)} \quad \text{à l'ELU}$$

$$f_{bu} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \text{à l'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{lorsque la durée } t > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{lorsque la durée } 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée } t < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient γ_b est calculé comme suit :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22,66	15.30
		$\gamma_b = 1,15$	29,57	19.96
ELS	$f_{bc} / \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		24	16.2

IV.3.1.3 Déformation longitudinale du béton

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

IV.3.1.4 Déformation transversale du béton

Selon la loi de Hooke : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinal, tel que : $\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$

Tableau IV.3 : Modules de déformation du béton utilisé.

SUPERSTRUCTURE		INFRASTRUCTURE	
E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)

37 619.47

12 539.82

33 000.00

11 100.00

IV.3.2 Armature passive

L'armature passive désigne l'ensemble des éléments incorporés dans un matériau pour augmenter sa résistance à la traction.

IV.3.2.1 Caractéristiques mécaniques des aciers

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux dans notre ouvrage a les caractéristiques suivantes :

- Nuance d'acier : FeE500.
- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Adhérence d'acier : Haute Adhérence (HA).
- Module de déformation élastique : 200 GPa

IV.3.2.2 Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	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	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}; n=1.6$	250	250	
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\{0.4 \times f_e; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\}; n=1.6$	200	200	

IV.3.3 Armature active (précontrainte)

Les armatures actives (ou armatures de précontrainte) sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15s (12 torons de 15,7mm de diamètre), classe 1770.

IV.3.3.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa.
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1593$ MPa.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000$ MPa.
- Section droite d'un toron : $A_p / 1 \text{ toron} = 150 \text{ mm}^2$.
- Section d'un câble : $A_p = 1800 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\Phi = 80 \text{ mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2,5\%$.
- Coefficient du recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- $\sigma_{p0} = (0,8 f_{prg}; 0,9 f_{peg}) = 1416 \text{ MPa}$.

IV.3.3.2 Classe de justification de la précontrainte

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

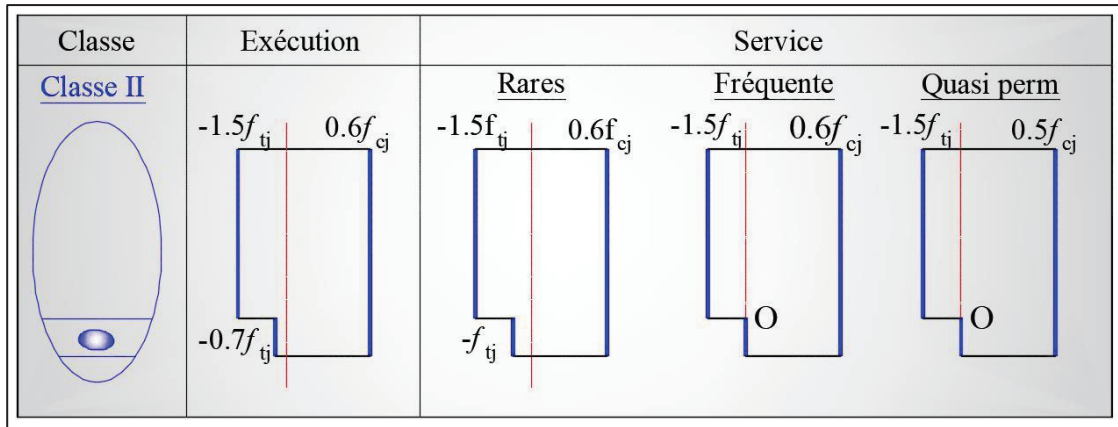


Figure IV.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4 EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

Pour évaluer les charges permanentes du tablier et de ses équipements, on utilise la méthode de l'évaluation de volume. Cette méthode consiste à calculer le volume de chaque élément qui compose le tablier et ses équipements, puis le multiplier par la densité de chaque matériau utilisé. Cette méthode permet d'obtenir la masse totale des éléments et donc de calculer les charges permanentes du tablier et de ses équipements.

La charge totale de l'ouvrage peut être divisée en deux secteurs principaux en fonction de leur rôle dans la participation porteuse. On peut ainsi considérer :

- La charge permanente (CP) est due au poids propre de l'ouvrage.
- Le complément de charge permanente (CPP).

➤ Poids de la poutre :

Calculons le poids de la poutre :

$$P_p = \sum Li \times \rho_i \times Si$$

Tel que : **Li** : Longueur de la section.

ρi : Poids volumique de matériau ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$).

Si : Aire de la section.

- Section d'about : 0.9520 m².
- Section variable : 0.7574 m².
- Section médiane : 0.5854 m².

Le poids total de la poutre sera : $P_{p,\text{tot}} = 25 \times (3 \times 0,952 + 2 \times 0,7574 + 25 \times 0,5854)$.

D'où : $P_{p.tot} = 475,15 \text{ KN}$.

Alors le poids de la poutre par mètre linéaire : $P_{lp} = \frac{P_{p.tot}}{L} = 15,84 \text{ KN/ml}$.

On a 8 poutres donc le poids Total des poutres est : $P_p = P_{lp} \times 8 = 126,71 \text{ KN/ml}$.

➤ Poids de la dalle :

Calculons le poids de la dalle : $P_{dalle} = \rho_i \times V_{dalle}$

Tel que : V_{dalle} : Volume de la dalle sur 1 ml.

$$P_{dalle} = 25 \times (0,25 \times 13,25 \times 1) = 82,81 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$$CP = P_p + P_{dalle} = 126,71 + 82,81 = 209,52 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul de complément des charges permanentes (CCP) :

Calcul du poids du trottoir :

Le poids du trottoir pour un côté : $P_t = V_t \times \rho_i$

Tel que :

V_t : Volume du trottoir sur 1ml.

$$\text{Alors pour les deux côtés : } P_t = 25 \times 0,25 \times 1 \times (0,75 + 0,5) = 7,81 \text{ KN/ml}$$

Calcul du poids du revêtement :

Le poids du revêtement est : $P_r = V_r \times \rho_i$

Tel que :

V_r : Volumes du revêtement.

ρ_i : Poids volumique du matériau ($\rho_{bb} = 24 \text{ KN/m}^3$).

$$P_r = 0,08 \times 12 \times 1 \times 24 = 23,04 \text{ KN/ml}$$

Calcul du poids des glissières de sécurité :

Le poids des glissières de sécurité pour chaque trottoir est égal à : $PGS/coté = 0,65 \text{ KN/ml}$.

Donc pour les deux trottoirs : $P_{GS} = 1,3 \text{ KN/ml}$.

Calcul du poids des corniches :

Les corniches sont en béton armé. Leur poids propre est de 2 KN/ml .

Donc le poids total des compléments des charges permanentes :

$$P_{CCP} = P_t + P_r + P_{GS} + P_c = 7,81 + 23,04 + 1,3 + 2 = 34,15 \text{ KN/ml}$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Poids total du tablier.

Type de charge	Élément	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
Charges Permanentés (CP)	Poutre	126,71	3 801,3
	Dalle	82,81	2 484,3
Complément des Charges Permanentés (CCP)	Trottoir	7,81	234,3
	Revêtement	23,04	691,2
	Glissière de sécurité	1,3	39
	Corniche	2	60
POIDS TOTAL D'UNE TRAVÉE		243,67	7 310,1

IV.4.1.1 Action thermique

L'ouvrage d'art est situé dans une zone de climat tempéré en Algérie du Nord, et selon la norme de référence, les effets de la température ont été calculés en utilisant une température maximale de l'air de 35°C, et une température minimale de l'air de -15°C.

D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre ouvrage est de type 3 (tablier en béton). Pour ce type de structure, le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est admis à une variation de température de $\pm 7^\circ\text{C}$ en phase de service et de $\pm 12^\circ\text{C}$ en phase de construction.

IV.4.2 Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Caractéristique de pont

➤ **Largeur roulable (L_r) :**

C'est la largeur du tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou les bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG)...etc.

➤ **Largeur chargeable (L_c) :**

Elle est égale à la largeur roulable (L_r) moins 0,5 m pour chaque dispositif de retenue.

➤ **Classe des ponts :**

D'après le R.C.P.R les ponts sont rangés en 03 classes suivant leur largeur roulable (L_r) :

Tableau IV.6 : Classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1ère classe	$L_r \geq 7\text{m}$
2ème classe	$5,50 \text{ m} < L_r < 7\text{m}$
3ème classe	$L_r \leq 5,50 \text{ m}$

Les caractéristiques de notre ouvrage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Les caractéristiques de pont.

Largeur roulable (L_r)	12 m
Classe du pont	1ère classe
Largeur chargeable (L_c)	$12 - (2 \times 0,5) = 11$ m
Nombre de voie (N_v)	$E \left(\frac{11}{3}\right) = 3$ voies
Largeur d'une voie (v)	$\frac{11}{3} = 3.67$ m

➤ **Système de charge à considérer :**

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

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br).
- Charges militaires : Mc120.
- Charges exceptionnelles : D240.

IV.4.2.1 Système de charge A(l)

La charge **A(l)** est donnée en fonction de la portée de la poutre (L) par la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12}; \quad A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a1 \times A(l) \\ (4 - 0,002 l) \end{array} \right\} \text{ en KN/m}^2.$$

Tel que : l : la longueur chargée du tablier en (m). $l = 29$ m.

a_1 : coefficient indiqué dans le **Tableau IV.8** ci-dessous :

Tableau IV.8 : Le coefficient a_1 .

Classe	Nombre de voies chargés		
	1	2	3
Première classe	1	1	0,9
Deuxième classe	1	0,9	-
Troisième classe	0,9	0,8	-

La charge A_1 obtenue, est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$ donnant la charge A_2 :

- v : étant la largeur d'une voie.
- v_0 : ayant pour valeur $\begin{cases} 3,50 \text{ m pour les ponts de la 1ère classe} \\ 3,00 \text{ m pour les ponts de la 2ème classe} \\ 2,75 \text{ m pour les ponts de la 3ème classe} \end{cases}$

Les résultats obtenus, pour $l = 29$ m, sont résumés dans le **Tableau IV. 9** :

Tableau IV.10 : Valeurs de A(l).

Nombre de vois	A(l)(KN/m ²)	a_1	A1(KN/m ²)	a_2	A2(KN/m ²)	Largeur de voie(m)	A(l) (KN/ml)
1	11.08	1	11.08	0,95	10,58	3,67	38.78
2	11.08	1	11.08	0,95	10,58	7,33	77.56
3	11.08	0,9	9.972	0,95	9,52	11,00	104.706

IV.4.2.2 Système de charge B

Le système de charge B se divise en trois cas distincts, chacun ayant un effet différent sur les éléments des ponts :

- Le système Bc, qui se compose de camions types d'une charge de 300 KN. Ce système s'applique à tous les ponts, quelle que soit leur classe.
- Le système Br, qui se compose d'une roue isolée d'une charge de 10 KN. Ce système s'applique également à tous les ponts, quelle que soit leur classe.
- Le système Bt, qui se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems, pour une charge totale de 160 KN. Ce système ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.

➤ Système de charge « Bc » :

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de 2 camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies.

Les caractéristiques du convoi Bc sont présentées ci-après :

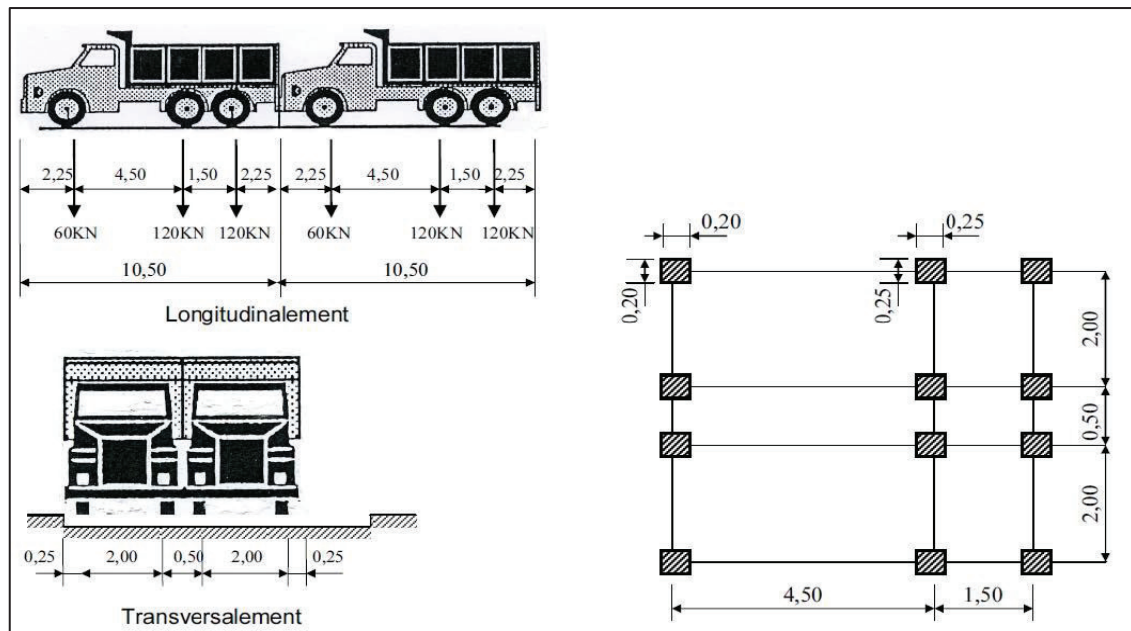


Figure IV.2 : Système de chargement Bc.

La charge BC maximale est donnée par la formule suivante : $S (Bc) = N_c \times P_c \times b_c$

Tel que : N_c : Nombre de camions.

P_c : Poids du camion.

b_c : coefficient indiqué dans le Tableau IV.11 ci-dessous :

Tableau IV.12 : Coefficient b_c .

Nombre de voies chargées		01	02	03	04	> 05
Classe Du pont	1ère classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2ème classe	1	1	-	-	-
	3ème classe	1	0.80	-	-	-

CHAPITRE IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

La charge **BC** est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté (δ) égal à :

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

Tel que : **L** : Longueur de l'élément considéré (**L = 29 m**).

G : Poids propre de l'élément considéré (**G = 7 310,1 KN**).

S : Charge Bc maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **Tableau IV.13**.

Tableau IV.14 : Coefficient de majoration dynamique du système Bc.

Nombre de voies chargées	bc	S(Bc) (KN)	δ
1	1,20	720	1.073
2	1,10	1 320	1.085
3	0,95	1 710	1.092

➤ Système de charge « Bt » :

Un tandem se compose de 02 essieux munis de roues simples pneumatiques.

Les caractéristiques du convoi **Bt** sont présentées ci-après :

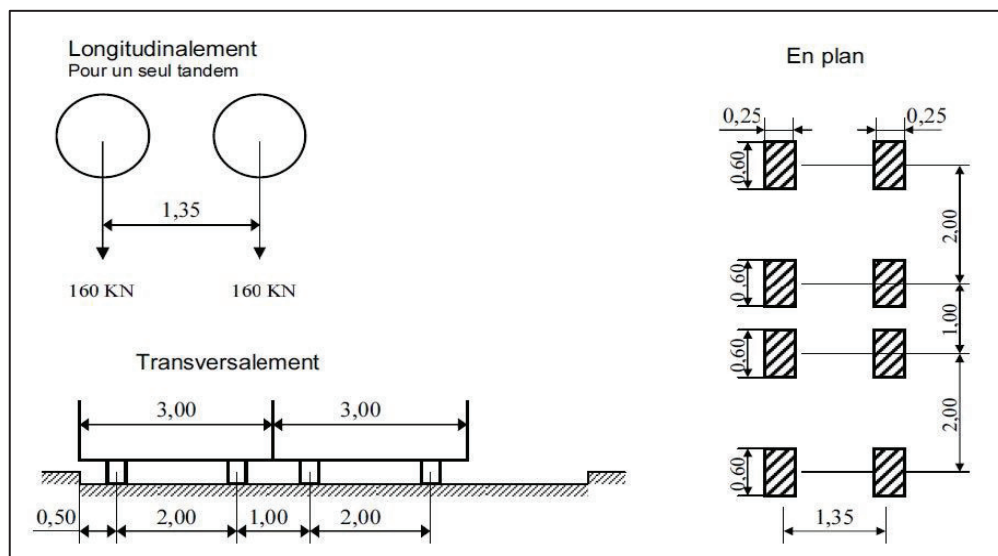


Figure IV.3 : Système de chargement Bt.

La charge Bt maximale notée S(Bt) est donnée par : **S(Bt) = N_t × P_t × b_t**

Tel que : **N_t** : Nombre de tandems ; $N_t \leq 2$.

P_t : Poids du tandem.

b_t : coefficient indiqué dans le **Tableau IV.15** ci-dessous :

Tableau IV.16 : Coefficient bt.

Classe du pont	1ère classe	2ème classe
bt	1,20	1,00

CHAPITRE IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

La charge **Bt** est majorée par un coefficient de majoration dynamique noté (δ) égal à :

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

Tel que : **L** : Longueur de l'élément considéré (**L = 29 m**).

G : Poids propre de l'élément considéré (**G = 7 310,1 KN**).

S : Charge Bt maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le **Tableau VI.17** ci-dessous :

Tableau IV.17: Coefficient de majoration dynamique du système Bt.

Nombre de tandems	bt	S(Bt) (KN)	δ
01	1.2	384	1.067
02	1.2	768	1.074

➤ Système de charge « Br » :

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Il peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

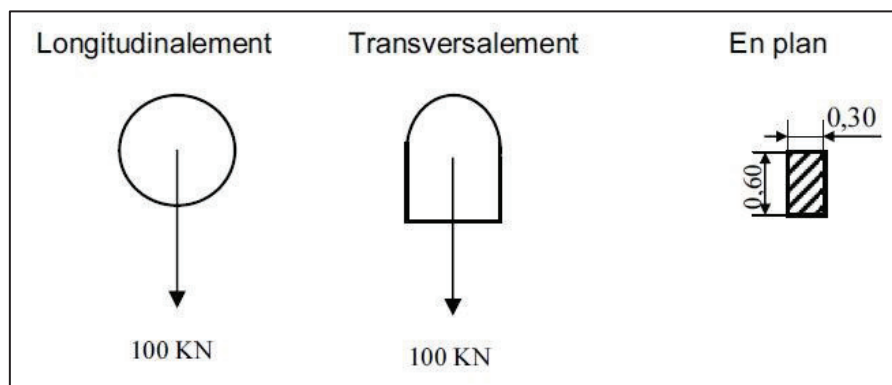


Figure IV.4 : Système de chargement Br.

La charge **Br** est majorée par un coefficient de majoration dynamique (δ) qui est égal à :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L = 29 \text{ m} \\ G = 7\,310,1 \text{ KN} \\ S = 100 \text{ KN} \end{array} \right\}$

Les résultats sont inscrits dans le **Tableau VI.19** ci-dessous :

Tableau IV. 18 : Coefficient de majoration dynamique du système Br.

Désignation	S(Br) (KN)	δ
Br	100	1.061

IV.4.2.3 Système de charge « Mc 120 » :

Le système de charge "Mc 120" est un système utilisé pour le transport de charges militaires. Ce système permet la circulation en convoi des véhicules, avec un seul convoi dans le sens transversal, quelle que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal, la distance entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins de 30,50 mètres. Les charges transportées ont un poids total de 1 100 KN, une longueur de chenille de 6,10 mètres et une largeur de chenille de 1 mètre.

Les caractéristiques du système **Mc 120** sont présentées ci-dessous :

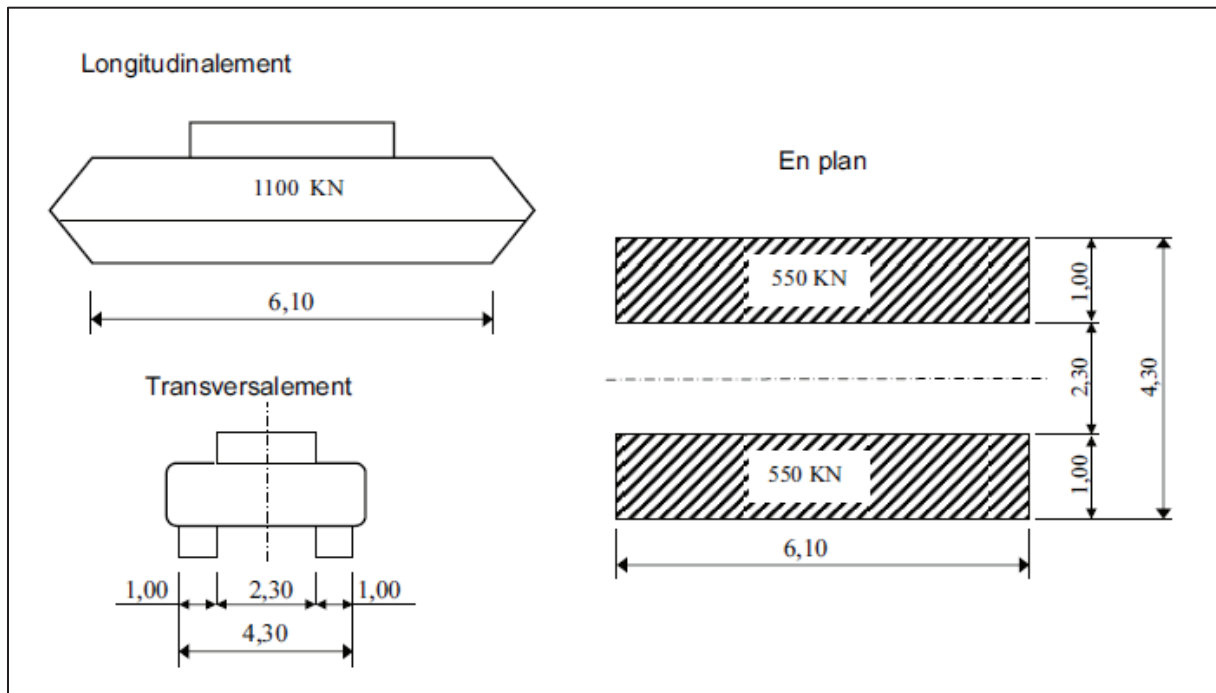


Figure IV.5 : Système de chargement Mc 120.

La charge du système **Mc120** est majorée par un coefficient de majoration dynamique (δ) égal à :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L = 29 \text{ m} \\ G = 7\,310,1 \text{ KN} \\ S = 1\,100 \text{ KN} \end{array} \right\}$

Les résultats sont inscrits dans le **Tableau VI.19** ci-dessous :

Tableau IV.19 : Coefficient de majoration dynamique du système Mc120.

Désignation	S(Mc120) (KN)	δ
Mc120	1 100	1.081

IV.4.2.4 Système de charge exceptionnelle « D 240 » :

Le système de charge exceptionnelle D 240 est un système de transport de charges lourdes qui comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément réparti.

Ce système est souvent considéré comme plus défavorable que les systèmes A et B pour les hourdis et les entretoises. Contrairement à ces derniers, les charges transportées par le convoi D 240 ne sont pas majorées pour les effets dynamiques.

De plus, le convoi D 240 est supposé circuler seul, aussi bien dans le sens transversal que longitudinal, quelle que soit la largeur et la longueur du pont.

Ses caractéristiques sont présentées ci-dessous :

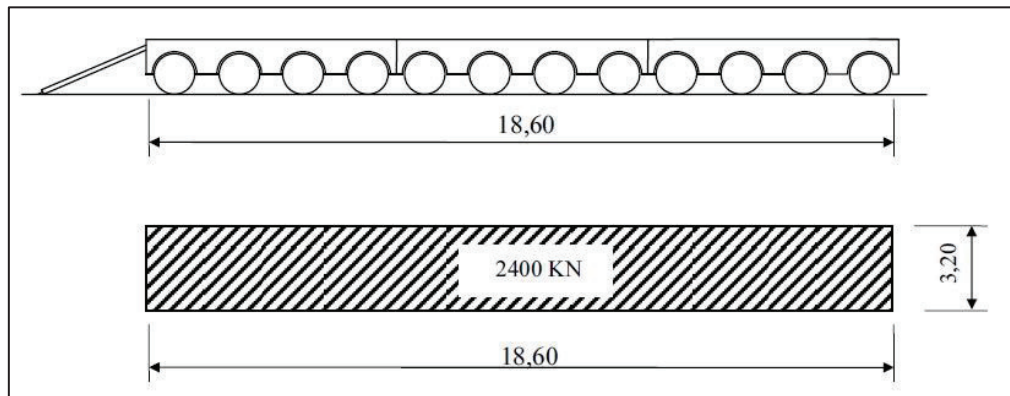


Figure IV.6 : Convoi exceptionnel D240.

La charge linéaire est égale à : $D240 = \frac{2400}{18.6} = 129 \text{ KN/ ml}$

IV.4.2.5 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et BC sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

➤ Système de charge Bc :

En ce qui concerne la charge Bc, un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est égal à son poids 300 KN. Les coefficients bc s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc, donc : $F = 1.2 \times 300 = 360 \text{ KN}$

➤ Système de charge A(l) :

L'effort de freinage correspondant est donné par :

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Tel que : S : représente la surface chargée.

A(l) : le cas le plus défavorable.

CHAPITRE IV : ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.20 : L'effort de freinage F(KN) de système A.

Nombre des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	101.5	10,58	55,21
2	203	10,58	108,43
3	304.5	9,52	143,80

IV.5 CONCLUSION

Le chapitre que nous avons étudié avait pour objectif de définir les différents types de charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse permet d'évaluer plus précisément la sécurité structurale des ouvrages.

Dans ce contexte, nous avons évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en nous basant sur le R.C.P.R.



CHAPITRE V

CALCUL DU TABLIER



V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur l'étude d'une seule travée d'un tablier à poutres, car les travées sont identiques et indépendantes.

Nous allons analyser la répartition des charges permanentes et des surcharges sur le pont, en prenant en compte leur orientation longitudinale et transversale. À l'aide de formules de calcul appropriées, nous déterminerons les moments fléchissant et les efforts tranchants résultants sur la structure du pont.

Nous tiendrons compte des caractéristiques de la préfabrication, ainsi que des charges à appliquer durant chaque phase de construction et après la mise en service, pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure tout au long de sa durée de vie.

V.2 CALCUL LONGITUDINAL

V.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges

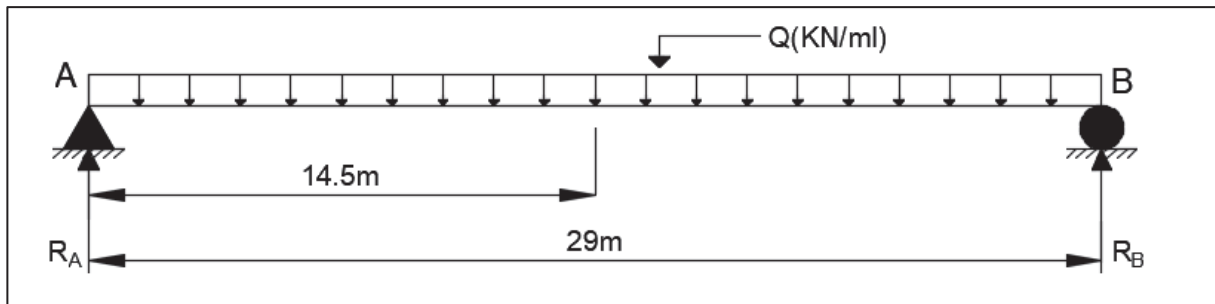


Figure V.1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.

Les réactions, le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{RA = RB = Q \times \frac{l}{2} ;} \\ \mathbf{M(x) = RA \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2} ;} \\ \mathbf{T(x) = RA - Q \cdot x} \end{array} \right\}$$

Les résultats pour une seule poutre sont inscrits dans le tableau suivant pour $l = 29 \text{ m}$:

Tableau V. 1 : Valeur de moment fléchissant et l'effort tranchant des charges.

	Q(KN/ml)	RA = RB(KN)	M _{max} (KN.m) à $x = \frac{l}{2}$	Effort tranchant(KN) à $x=0$
Poutre seule	15.839	229.662	1 665.024	229.662
Dalle	10.351	150.09	1 088.156	150.09
C.C.P	4.269	61.9	448.771	61.9
G	30.459	441.656	3202.01	441.656

V.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges

V.2.2.1 Surcharge de type « A(l) »

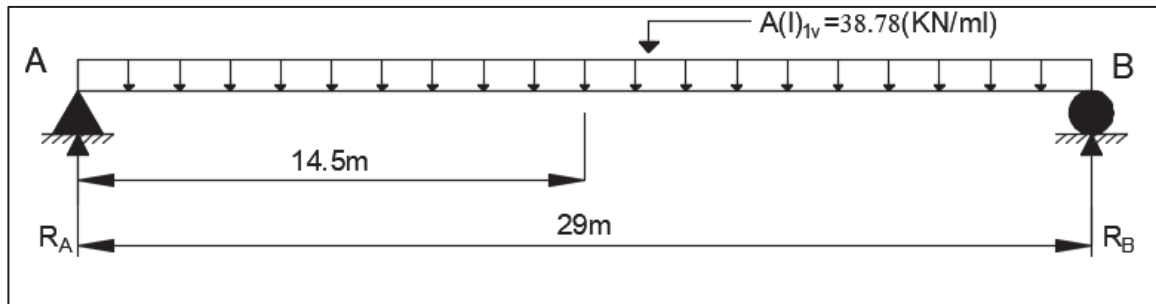


Figure V.2 : Surcharge A(l)_{iv} uniformément répartie.

Les réactions, l’effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$\begin{cases} T(x) = R_A = R_B = A(l) \cdot \frac{l}{2} & \text{Pour } x = 0 \\ M(x) = A(l) \cdot \frac{l^2}{8} & \text{Pour } x = L/2 \end{cases}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant pour l = 29 m :

Tableau V. 2 : Valeur de moment fléchissant et l’effort tranchant sous A(l).

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	Effort tranchant (KN)	M _{max} (KN.ml)
1	38.78	562.31	4 076.748
2	77.56	1 124.62	8 153.495
3	104.706	1 518.237	11 007.218

V.2.2.2 Surcharges de type « B »

- **Système de chargement Bc :**

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré.

Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que R = 600 KN :

$$x_r = \frac{(120 \times 1,5) + (60 \times 6) + (120 \times 10,5) + (120 \times 12) + (60 \times 16,5)}{600} = 7,05 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 10,5 - 7,05 = 3,45 \text{ m.} \\ d' = \frac{3,45}{2} = 1,725 \text{ m.} \end{array} \right\}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

- **Pour x = L/2 :**

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

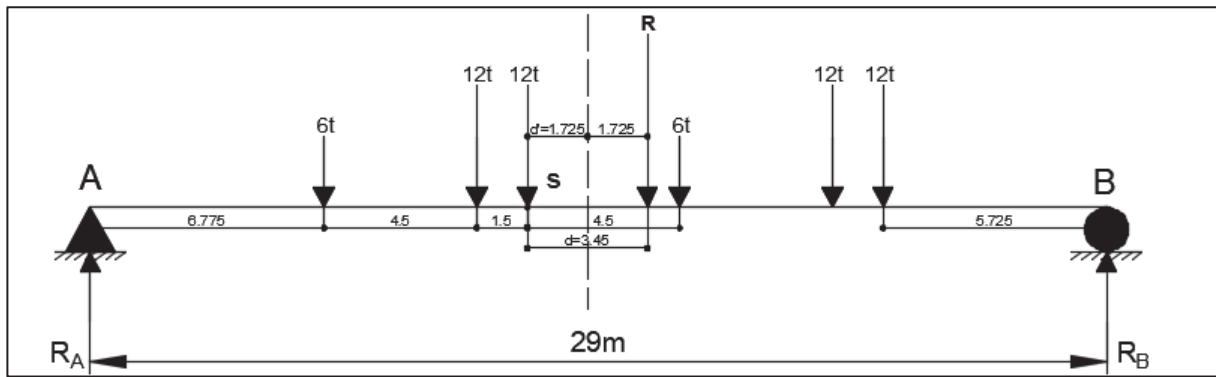


Figure V.3 : Surcharge B_C à $x=L/2$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 29 \times R_B = (60 \times 6.775) + (120 \times 11.275) + (120 \times 16.775) + (60 \times 21.275) + (120 \times 21.775) + (120 \times 23.275).$$

$$\begin{cases} R_A = 264.31 \text{ KN.} \\ R_B = 335.69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_{/S} = R_B (16.225) - (120 \times 10.5) - (120 \times 9) - (60 \times 4.5) = 2\,836.57 \text{ KN.ml.}$$

Le moment M_{\max} se calcule comme suit :

$$M_{\max} = M_{/S} \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}.$$

Tableau V. 3 : Moment fléchissant sous charge B_C .

Nombre de voies chargées	01	02	03
M_{\max} (KN.ml)	3 652.37	6 770.89	8 828.00

Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

- Pour $x = 0$:

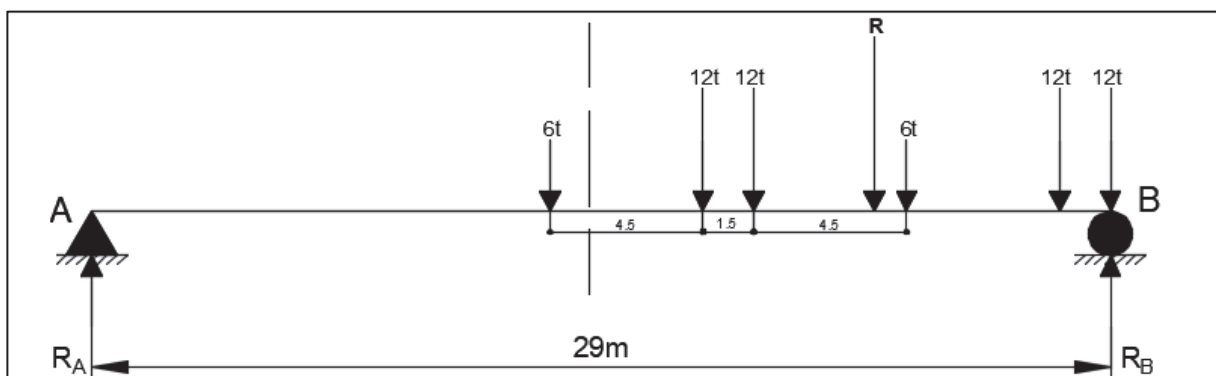


Figure V. 4: Surcharge B_C à $x=0$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A = (120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (120 \times 16.5).$$

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

$$\begin{cases} R_A = 145.86 \text{ KN.} \\ R_B = 454.14 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T_0 = R_B = 454.14 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suit :

$$T_{\max} = T_0 \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}.$$

Tableau V. 4 : Effort tranchant sous charge B_C .

Nombre de voies chargées	01	02	03
$T_{\max}(\text{KN})$	584.75	1 084.03	1 696.58

V.2.2.3 Système de chargement B_t

Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que $R = 320 \text{ KN}$:

$$x_r = \frac{16 \times 1,35}{32} = 0,675 \text{ m.}$$

- Pour $x = L/2$:

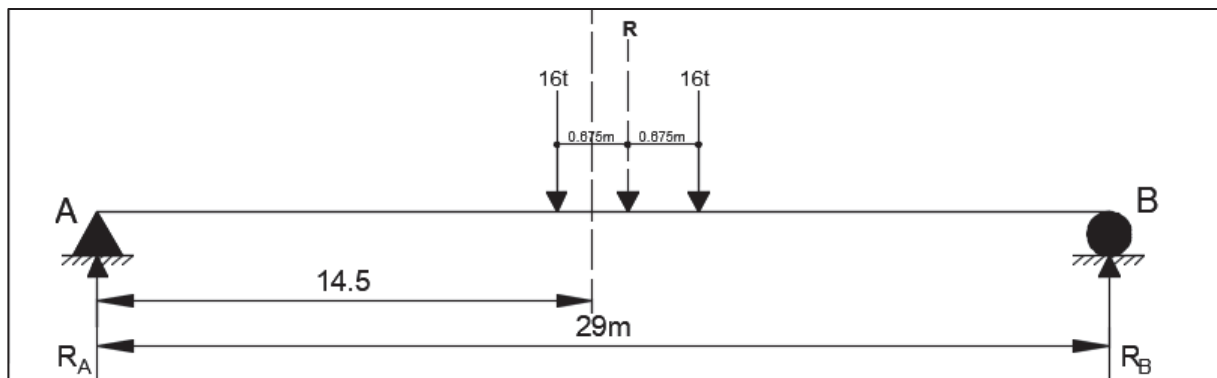


Figure V. 5 : Surcharge B_t à $x = L/2$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 14.1625 \times 320 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 156.28 \text{ KN.} \\ R_B = 163.72 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_s = 156.28 \times 14.1625 = 2\,213.312 \text{ KN.ml.}$$

Le moment M_{\max} se calcule comme suit :

$$M_{\max} = M_0 \times N_t \times bt \times \delta_{Bt}.$$

Tableau V. 5 : Moment fléchissant sous charge B_T .

Nombre de tandems	01	02
$M_{\max} (\text{KN.ml})$	2 833.93	5 705.05

Effort tranchant :

- Pour $x = 0$:

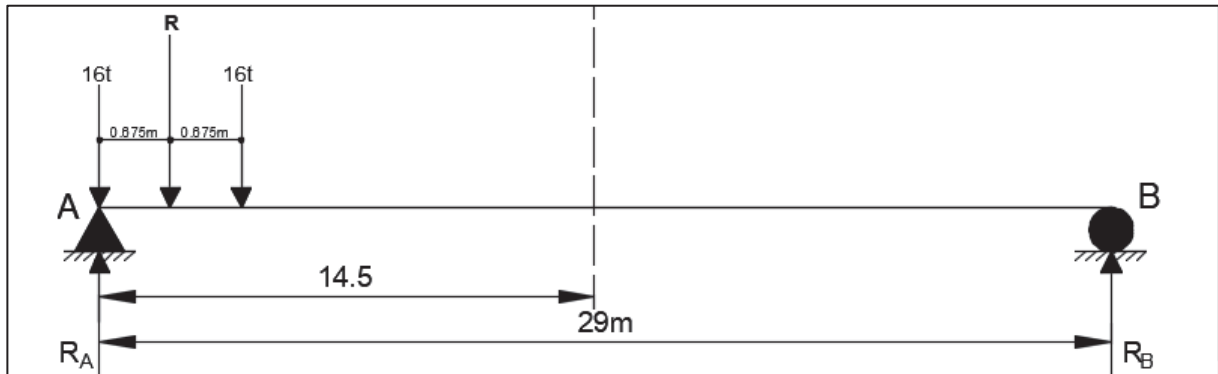


Figure V. 6 : Surcharge B_T à $x=0$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 320 \times 28.325 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 312.55 \text{ KN.} \\ R_B = 7.45 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T_0 = R_A = 312.55 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suit :

$$T_{\max} = T_0 \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}.$$

Tableau V. 6 : Effort tranchant sous charge B_C .

Nombre de tandems	01	02
$T_{\max}(\text{KN})$	400.19	805.63

V.2.2.4 Système de chargement B_r

Moment fléchissant :

- Pour $x = L/2$:

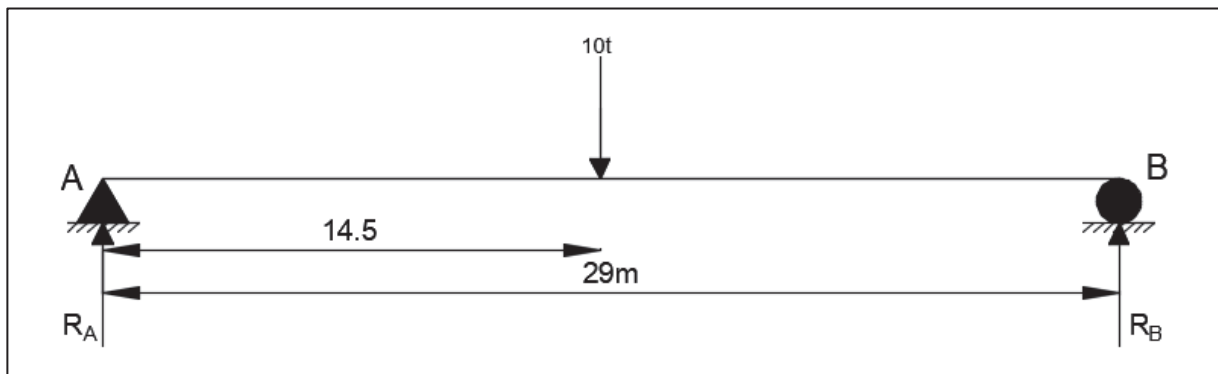


Figure V. 7 : Surcharge B_r à $x = L/2$.

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 100 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 14.5 \times 100 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 50 \text{ KN.} \\ R_B = 50 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_0 = M \left(\frac{L}{2}\right) = 50 \times 14.5 = 725 \text{ KN.ml.}$$

Le moment M_{\max} se calcule comme suit :

$$M_{\max} = M_0 \times \delta_{Br}.$$

Tableau V. 7 : Moment fléchissant sous charge Br.

δ	$M_{\max} \text{ (KN.ml)}$
1.061	769.225

Effort tranchant :

- Pour $x = 0$:

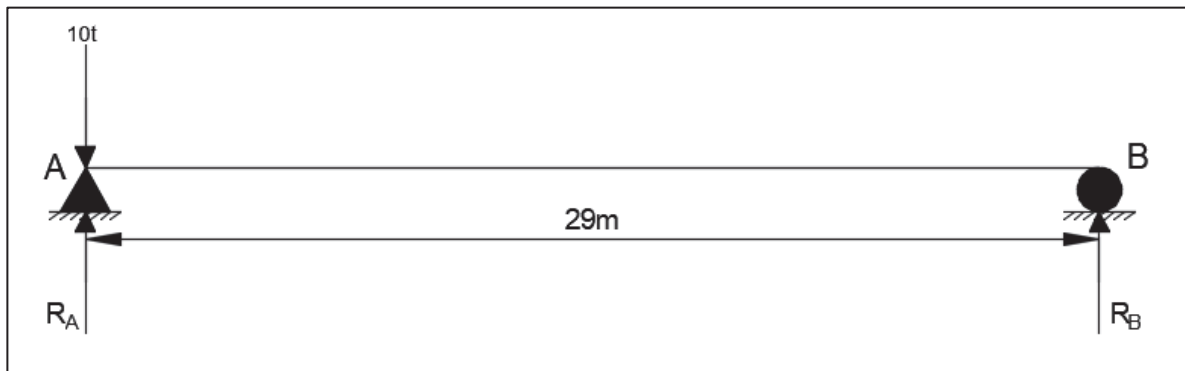


Figure V. 8 : Surcharge Br à $x = 0$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 100 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 100 \times 29 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 100 \text{ KN.} \\ R_B = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T_0 = R_A = 100 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suit :

$$T_{\max} = T_0 \times \delta_{Br}.$$

Tableau V. 8 : Effort tranchant sous charge Br.

δ	$T_{\max} \text{ (KN)}$
1.061	106.1

V.2.2.5 Surcharge de type Mc 120

Moment fléchissant :

- Pour $x = L/2$:

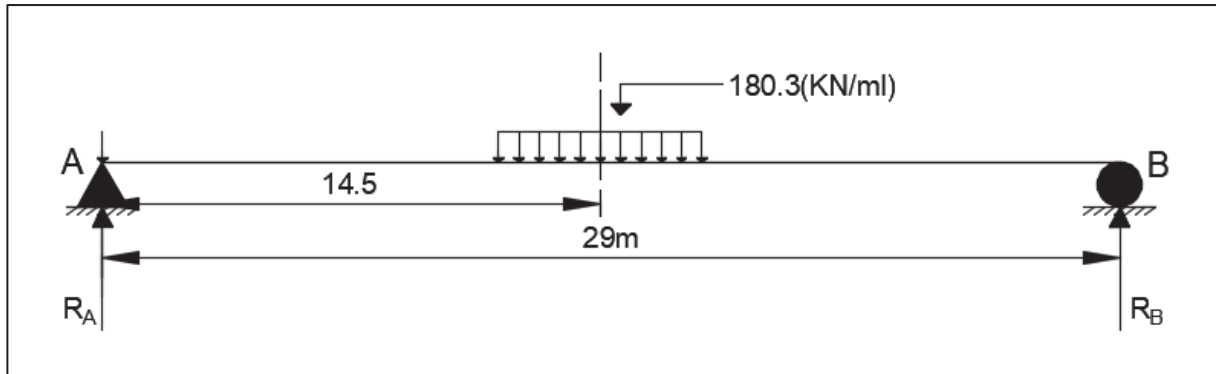


Figure V. 9 : Surcharge M_{c120} à $x = L/2$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\ 100\ \text{KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 14.5 \times 1\ 100 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 550\ \text{KN.} \\ R_B = 550\ \text{KN.} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = 550 \times 14.5 - 18.03 \times \frac{3.05^2}{2} = 7\ 891.14\ \text{KN.ml.}$$

$$M_{c120} = M_{\max} \times \delta_{M_{c120}} = 1.081 \times 7891.14 = 8\ 530.32\ \text{KN.ml.}$$

Effort tranchant :

- Pour $x = 0$:

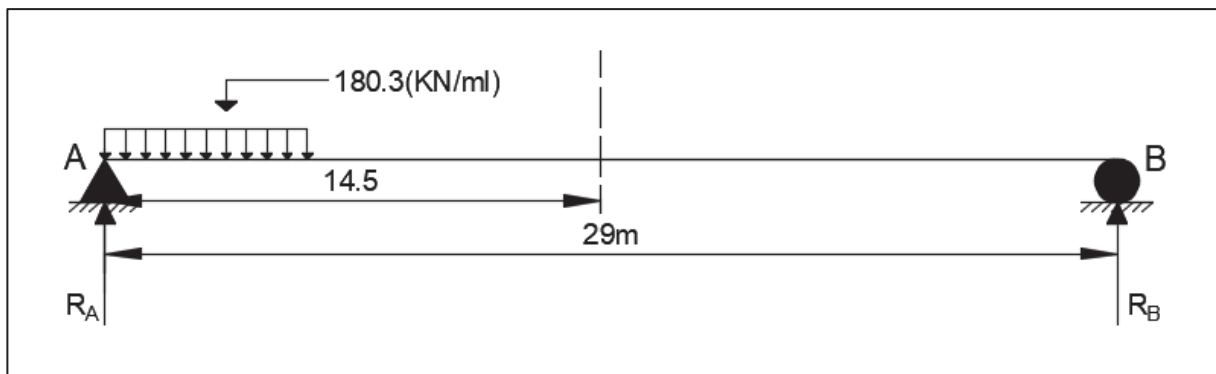


Figure V. 10 : Surcharge M_{c120} à $x=0$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100\ \text{KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 29R_B - 1100 \times 3.05 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 984.31\ \text{KN.} \\ R_B = 115.69\ \text{KN.} \end{cases}$$

$$T_{\max} = R_A = 984.31\ \text{KN.}$$

V.2.2.6 Surcharge de type D 240

Moment fléchissant :

- Pour $x = L/2$:

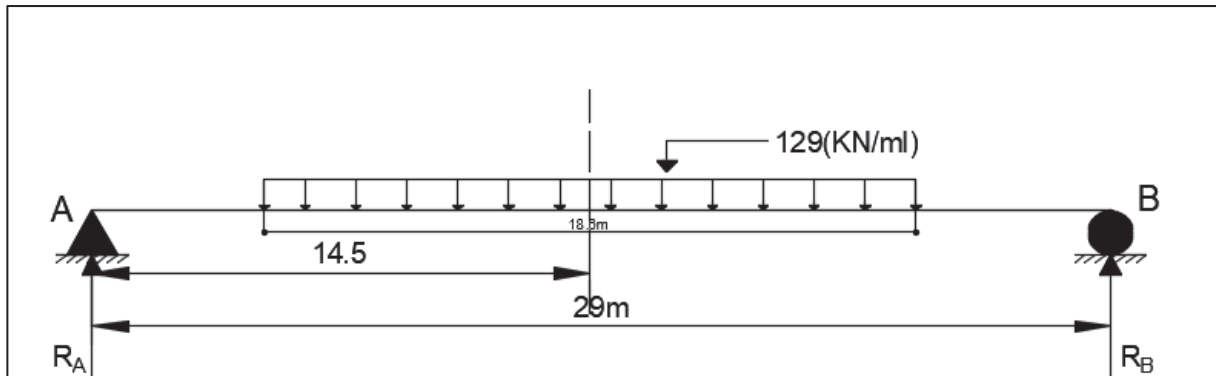


Figure V. 11 : Surcharge D 240 à $x=L/2$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow 29R_A - 14.5 \times 2\,400 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 1\,200 \text{ KN.} \\ R_B = 1\,200 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = 1200 \times 14.5 - 129 \times \frac{9.3^2}{2}.$$

$$M_{\max} = 11\,821.395 \text{ KN.ml.}$$

Effort tranchant :

- Pour $x = 0$:

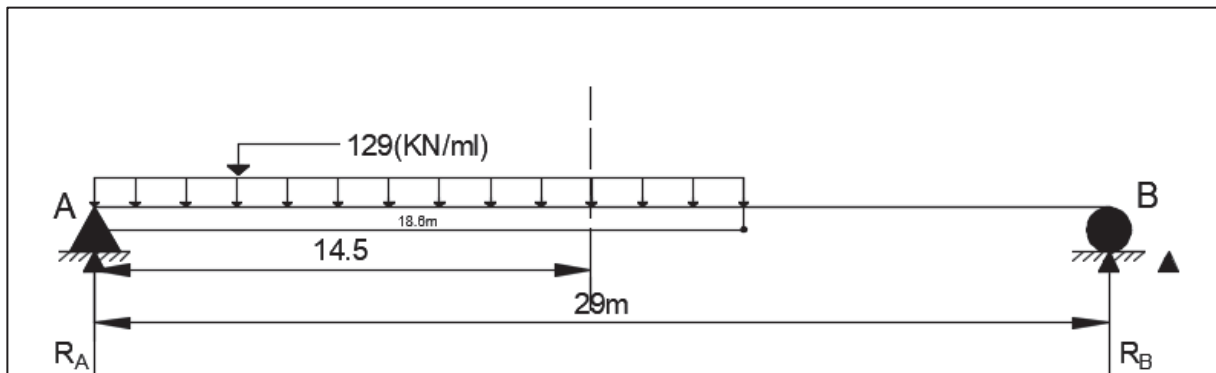


Figure V. 12 : Surcharge D 240 à $x=0$.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 29R_B - 2400 \times 9.3 = 0.$$

$$\begin{cases} R_A = 1\,630.34 \text{ KN.} \\ R_B = 769.66 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T_{\max} = R_A = 1\,630.34 \text{ KN.}$$

Tableau V. 9 : Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants dus aux surcharges.

Désignation		Pour $x = L/2$	Pour $x = 0$
		M_{Max} (KN.ml)	T_{Max} (KN)
A(I)	01 voies chargée	4 076.75	562.31
	02 voies chargées	8 153.50	1 124.62
	03 voies chargées	11 007.22	1 518.24
BC	01 voies chargée	3 652.37	584.75
	02 voies chargée	6 770.89	1 084.03
	03 voies chargée	8 828.00	1 696.58
BT	01 tandem	2 833.93	400.19
	02 tandems	5 705.05	805.63
Br		769.23	106.10
Convoi Mc 120		8 530.32	984.31
Convoi D 240		11 821.40	1 630.34

V.3 CALCUL TRANSVERSAL

V.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul

V.3.1.1 Définition des paramètres de calcul

- Largeur active b :

$$2b = n \times b_1$$

b_1 : Entraxe des poutres ($b_1 = 1.73$ m).

n : Nombre de poutres (08 poutres).

Donc $\rightarrow 2b = 8 \times 1.73 = 13.84 \rightarrow b = 6.92$ m.

- Position active des poutres :

Tableau V. 10 : Valeur des positions actives des poutres.

Position	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4
Valeur (m)	0.00	1.73	3.46	5.19	6.92

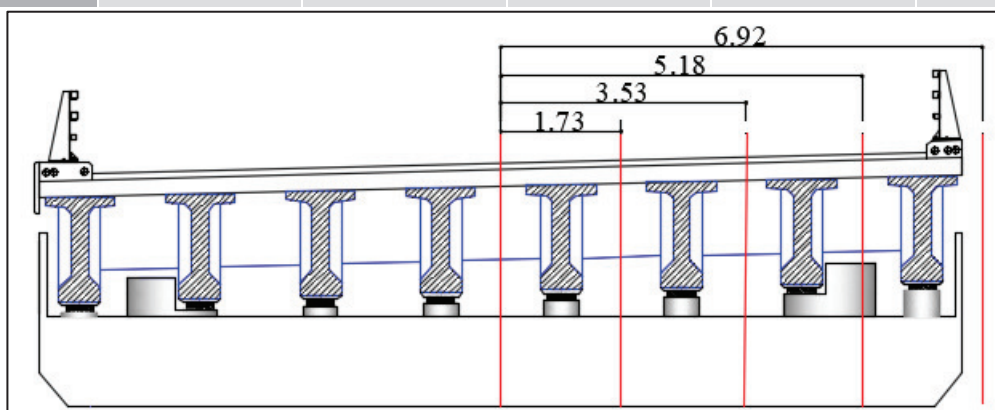


Figure V. 13 : Positions actives des poutres.

V.3.1.2 Calcul des paramètres « θ » et « α »

- Paramètre d'entretoisement Θ :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$$

Avec : b : demi-largeur active du pont (6.92m).

l : la portée de travée (29m).

- Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

Avec : I_p : Moment d'inertie de la poutre $I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$.

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.4028 m⁴.

I_m : moment d'inertie de la section a mi – travée = 0.1575 m⁴.

$$I_p = 0.4028 + \frac{8(0.1575 - 0.4028)}{3\pi} = 0.19458 \text{ m}^4.$$

Donc : $\rho_p = \frac{E \times 0.19458}{1.73} = 0.11247 E$.

- Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_p = \frac{E \times I_D}{l_1}$$

Avec : $I_D = \frac{d^3 \times l_1}{12}$

l_1 : Distance entraxe des entretoises (on prend $l_1 = 100 \text{ cm}$).

d : Epaisseur de la dalle (25 cm).

Application Numérique :

$$I_D = \frac{0.25^3 \times 1}{12} = 1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = 1.3 \times 10^{-3} E$$

$$\text{D'où : } \theta = \frac{6.92}{29} \times 4 \sqrt[4]{\frac{0.11247}{1.3 \times 10^{-3}}} \quad \theta = 0.73$$

- Paramètre de torsion α

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

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

- Rigidité torsionnelle de la dalle γ_D : $\gamma_D = \frac{C_D}{l_1}$

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

C_D : Rigidité torsionnelle par unité de longueur ($C_D = 2 \times G \times I_D$).

Alors : $C_D = 2 \times 0.416 E \times 1.3 \times 10^{-3} = 1.0834 \cdot 10^{-3} E = \gamma_E$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre** γ_p : $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$

C_p : Rigidité torsionnelle par unité de longueur $C_p = \frac{G}{3} \left(\frac{b_1 \times d^3}{2} + \sum k_i \times h \times d^3 \right)$.

G : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.4167E \text{ MPa}$$

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

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

Calcul de la section simplifiée :

$$D = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = \frac{0.1672}{1} = 16.72 \text{ cm.}$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = \frac{0.7944}{0.6} = 32.4 \text{ cm.}$$

$$h = 150 - d - d' = 100.88 \text{ cm.}$$

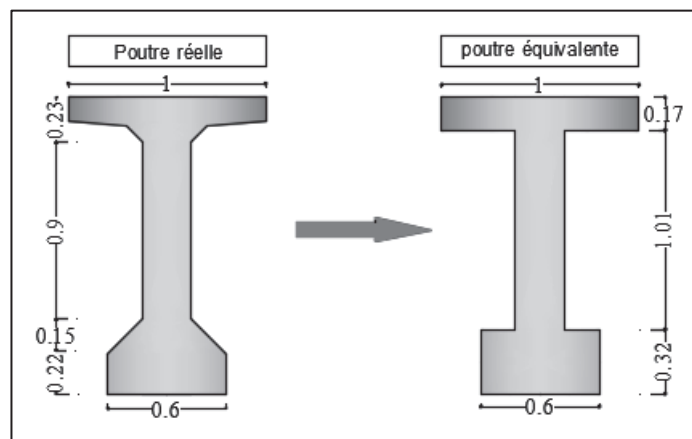


Figure V. 14 : Section équivalente.

Application Numérique :

$$C_p = \frac{0.4167E}{3} \left[\frac{1.73 \times 0.25^3}{2} + (0.1672 \times 1^3) + (0.324 \times 0.6^3) + (100.88 \times 0.25^3) \right]$$

$$C_p = 0.2538 E$$

$$\text{Donc : } \gamma_p = \frac{0.2538.E}{1.73}$$

$$\gamma_p = 0.1467 E$$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{0.1467E + 1.0834 \cdot 10^{-3}E}{2 \times \sqrt{1.3 \cdot 10^{-3}E + 0.11247E}}$$

$$\alpha = 0.22$$

V.3.2 Calcul des Moments Fléchissant

V.3.2.1 Coefficient de répartition transversale K_α

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après SATTLER :

$$0,3 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \quad \text{avec } \beta = 1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,665}}$$

On a : $\theta = 0,73$ et $\alpha = 0,22$

Donc : $K_\alpha = k_0 + 0,384 (k_1 - k_0)$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » on doit faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0,7$ et $\theta = 0,75$ pour trouver les valeurs de $\theta = 0,73$.

Pour ce faire on utilise les formules suivantes :

$$K_0 (0,73) = K_0 (0,70) + \frac{(0,73 - 0,70)}{(0,75 - 0,70)} \times [(k_0 (0,75) - k_0 (0,70))]$$

$$K_1 (0,73) = K_1 (0,70) + \frac{(0,73 - 0,70)}{(0,75 - 0,70)} \times [(k_1 (0,75) - k_1 (0,70))]$$

Les tableaux représentant $K_0 (0,73)$ et $K_1 (0,73)$ sont joints en ANNEXE B.

V.3.2.2 Calcul k_{amoy}

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer les surcharges selon RCPR :

- **Les charges réparties** : la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K_{\text{amoy}} = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence (via AutoCAD).

L : la largeur des voies.

- **Les charges concentrées** : la valeur sera directement lue sur le graphe, puis on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.

$$K_{\text{amoy}} = \frac{\sum k_\alpha}{n}$$

Avec : n : Nombre de charges

Les valeurs de K_α pour chaque poutre sont jointes sur un tableau en ANNEXE B.

V.3.2.3 Valeurs des moments fléchissant réels

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi-travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale K_{amoy} , pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée :

$$M_{\text{réel}} = K_{\text{amoy}} \times M_0$$

Les tableaux représentant les valeurs des moments fléchissants réels sous les différentes surcharges sont joints en ANNEXE B.

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

V.3.3 COMBINAISON DES EFFORTS

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée, on utilise d'après le RCPR (art 6.2.2), les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU & ELS). On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 : Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL	5099.10	4946.38	4720.51	4552.60
	G + 1.2B _c	4841.69	5093.37	5201.55	5367.84
	G + 1.2B _t	4422.75	4534.85	4688.88	4783.02
	G + M _{C120}	4686.77	4890.16	5174.01	5386.52
	G + D ₂₄₀	5293.06	5468.46	5257.01	4898.97
ELU	1.35G + 1.6AL	6852.17	6648.54	6347.39	6123.49
	1.35G + 1.6B _c	6509.05	6844.52	6988.77	7210.49
	1.35G + 1.6B _t	5950.36	6099.83	6305.21	6430.73
	1.35G + 1.35.M _{C120}	6327.14	6610.72	6984.91	7271.80
	1.35.G + 1.35D ₂₄₀	7145.63	7382.42	7096.96	6613.61

V.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel Robot Structural Analysis qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :(treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, coques...etc.).

L'ouvrage est isostatique comportant 04 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle en béton armé de 25 cm reposant sur 08 poutres).

V.4.1 RESULTATS

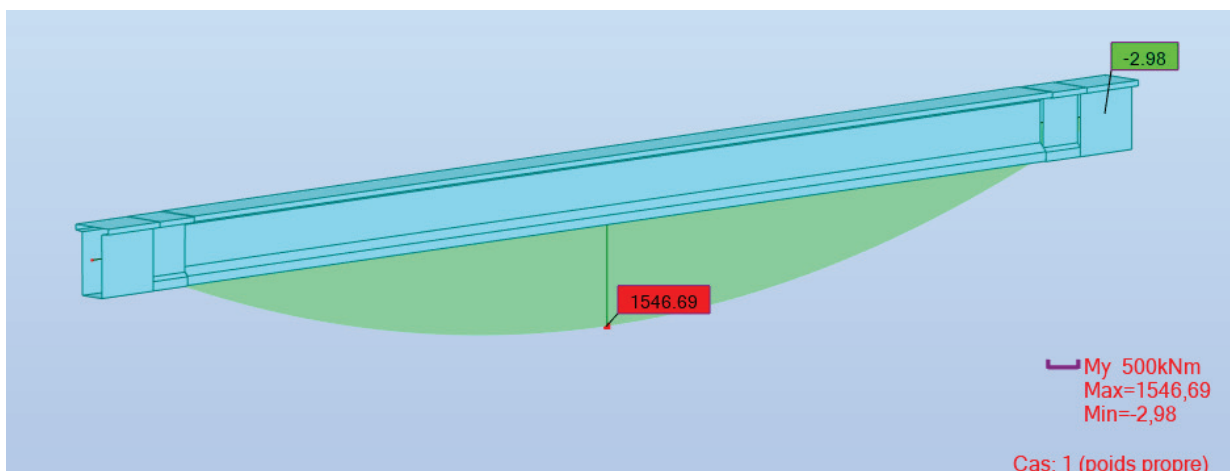


Figure V. 15 : Moment de poids propre de la Poutre.

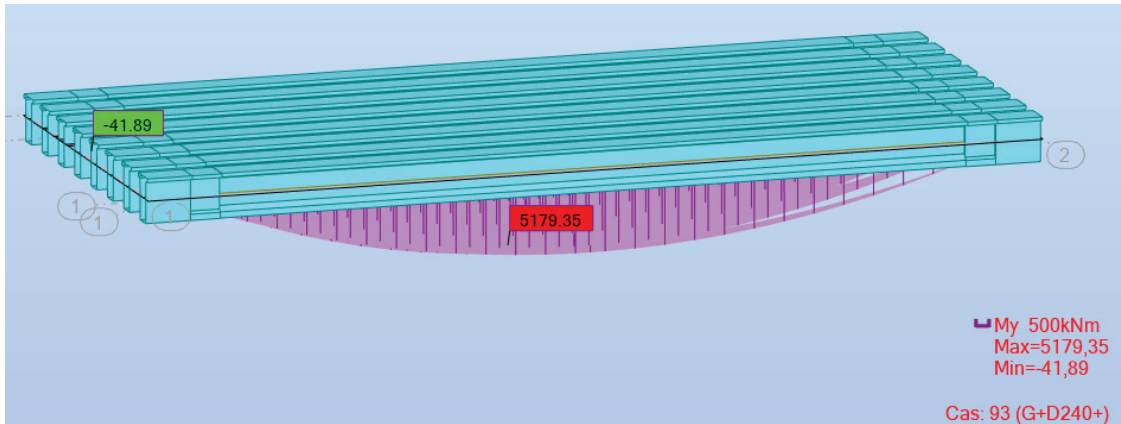


Figure V. 16 : Moment de l'ELS max.

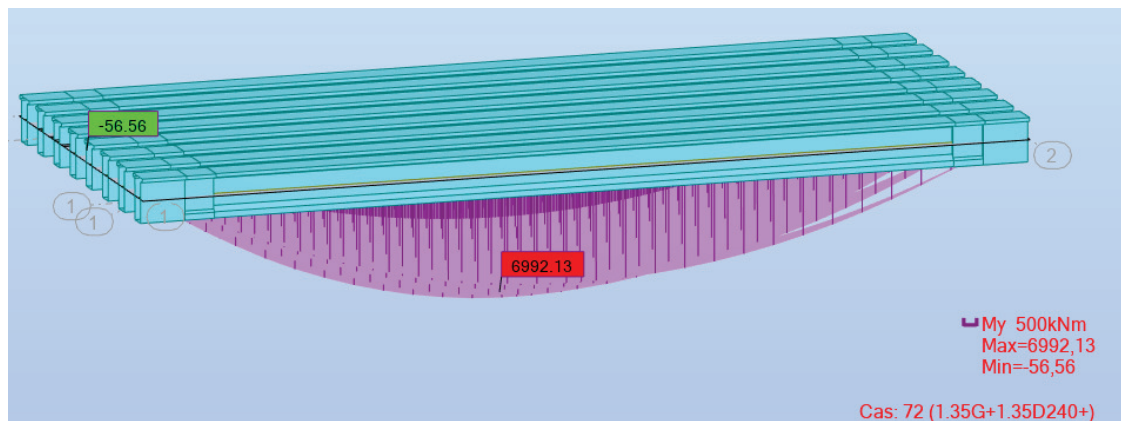


Figure V. 17 : Moment de l'ELU max.

Les autres résultats du calcul par se trouvent en ANNEXE C.

V.5 ETUDE COMPARATIVE

Les résultats des deux méthodes de calcul sont inscrits dans le ci-dessous :

Tableau V. 12 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de Moment fléchissant.

Combinaisons		Manuel (KN.m)	Automatique (KN.m)	Erreur (%)
ELS	G + 1,2A _I	5099.10	4861.81	4.65
	G + 1,2B _C	5367.84	5052.50	5.87
	G + M _{c120}	5386.52	4905.40	8.93
	G + D ₂₄₀	5468.46	5179.35	5.28
ELU	1,35G + 1,6A _I	6852.17	6532.24	4.67
	1,35G + 1,6B _C	7210.49	6789.62	5.84
	1,35 (G + M _{c120})	7271.80	6622.29	8.93
	1,35 (G + D ₂₄₀)	7382.42	6992.13	5.29

V.6 CONCLUSION

Nous concluons que la poutre la plus sollicitée est la poutre **P2** sous la combinaison la plus défavorable (**G + D240**).



CHAPITRE VI
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE



VI.1 INTRODUCTION

Le béton est en effet un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, mais une faible résistance à la traction. Cela peut limiter son utilisation dans certaines applications structurelles.

Dans le béton précontraint, l'idée fondamentale est d'introduire des forces préalables dans la structure afin de la maintenir en compression. Cette technique permet d'éviter que le béton ne soit soumis à des forces de traction, qui peuvent causer des dommages et des fissures dans la structure.

VI.2 DONNEES DE CALCUL

Ci-après, les caractéristiques géométriques de la poutre ainsi qu'un rappel sur les données utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VI. 1 : Données de l'ouvrage.

H _P m	H _(P+D) m	L m	L _{porte} m	N _{poutres}	E _{dalle} m	Enrobage m	λ m	L _{TC} m	b _{About} m
1,50	1,75	30	29	8	0.25	0.03	1.62	1	0.60

Tableau VI. 2 : Les caractéristiques de la poutre.

		B (m ²)	v' (m)	v (m)	I _G (m ⁴)	ρ
Section about	Poutre	0.95	0.79	0.71	0.19	0.36
	P + dalle	1.38	1.05	0.70	0.40	0.39
Section médiane	Poutre	0.59	0.77	0.73	0.16	0.48
	P + dalle	1.02	1.14	0.61	0.34	0.48

Avec :

- **B** : l'aire de la section.
- **v'** et **v** : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (**v' + v = h**).
- **I_G** : le moment d'inertie.
- **ρ** : le rendement géométrique. $\rho = \frac{I}{B \times v' \times v}$

Tableau VI. 3 : Caractéristiques du béton.

f _{c28} (MPa)	F _{t28} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bt} (MPa)
40	2.70	24	-4.50

Tableau VI. 4 : Caractéristiques des câbles 12T15s.

Type de toron	Nbr Toron	A _{p1Toron} m ²	A _p m ²	f _{prg} MPa	F _{p0} KN	f _{peg} MPa	D _{gaine} m
T15s	12	0.00015	0.0018	1770	210.6	1 593	0.08
F Rd ⁻¹	Φ m ⁻¹	g mm	μ0	ρ _{1000h}	E _p MPa	f _e MPa	σ _s MPa

0.18	0.002	6	0.43	2.5	190 000	500	434.78
------	-------	---	------	-----	---------	-----	--------

VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

On effectue le calcul en **classe II**. La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M \times \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}, \text{ Section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\frac{v}{v'} + \rho \times v - d'}, \text{ Section sur critique.}$$

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :

Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$

Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

$\overline{\sigma_{bt1}}$; $\overline{\sigma_{bt2}}$: sont des contraintes limites de traction.

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

Tableau VI. 5 : Résultats Logiciel.

M_{gp} (MN.m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
1.55	5.18	3.04	0.81	0.38

Tableau VI. 6 : Calcul de P_{MIN} .

Détermination de P_{MIN}			
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-3	P_I (MN)	-1.04
$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-4.5	P_{II} (MN)	3.41
d' (m)	0.18	P_{MIN} (MN)	3.41

VI.3.2 Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0 \times (1 - \Delta P_0)}$$

ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

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

n : nombre de câbles.

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}.$$

Tableau VI. 7 : Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25%	Donc on prend 2 câbles de 12T15s.
T_0	1 416 MPa	
P_0	2.55 MN	
$n \geq$	1.78 Câbles	

VI.3.3 Nombre de câbles à l' about

Le nombre de câbles à l'about est déterminé en vérifiant les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - \frac{g}{I_n} (P \times e_0 - M_g) \geq -1,5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} + \frac{g'}{I_n} (P \times e_0 - M_g) \leq 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

Tableau VI. 8 : Détermination du nombre de câbles à l'about.

Si $P \leq 6.90$	Donc $n \leq 2.71$
Si $P \leq 11.35$	Donc $n \leq 4.45$
Donc les 02 câbles iront jusqu'à l'about, et qu'il n'y aura pas de câbles au niveau de l'extrados.	

VI.3.4 Pré-vérification de la précontrainte

Afin de simplifier la mise en tension de la précontrainte, il est recommandé de placer les deux câbles dans l'about. Ensuite, la vérification des contraintes vis-à-vis des états limites est effectuée à l'emplacement $x = L/2$ selon les quatre phases spécifiées.

Tableau VI. 9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Première phase : Après 7 jours		Deuxième phase : Après 28 jours	
f_{c7}	26.49 MPa	f_{c28}	40.00MPa
f_{t7}	2,19 MPa	f_{t28}	3.00 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.10 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50 MPa
$\overline{\sigma_{bc7}}$	15.89 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00 MPa
ΔP	5 %	ΔP	10 %
N câble	2	N câble	2
Troisième phase : Apres coulage de la dalle		Quatrième phase : En service	
f_{c28}	40.00 MPa	f_{c28}	40.00 MPa
f_{t28}	3.00 MPa	f_{t28}	3.00 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.10 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3.00 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00 MPa

ΔP	15 %	ΔP	25 %
N câble	2	N câble	2

Avec :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j}$ f_{c28} si $j < 28j$ selon BAEL99.
- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{cj}$ En construction.
- $\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{tj}$ Hors section d'enrobage - en construction.
- $\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7 \times f_{tj}$ Section d'enrobage - en construction.

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10 : Résultats de vérifications des contraintes.

Phases	$E_0(m)$	M(MN.m)	P(MN.m)	$\sigma_{sup}(MPA)$	$\sigma_{inf}(MPA)$	Obs
Phase 1	0.6	1.55	2.42	4.60	3.58	C.V
Phase 2	0.6	1.55	4.59	2.39	13.45	C.V
Phase 3	0.97	2.60	4.33	1.41	9.56	C.V
Phase 4	0.97	5.18	3.82	7.52	-1.25	C.V

Avec :

- $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$.
- $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$.
- C.V : Contrainte vérifiée.

Interprétation :

Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$.

Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bcj}}$.

VI.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.4.1 Position des Câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon, on doit fixer la position des câbles toute en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.

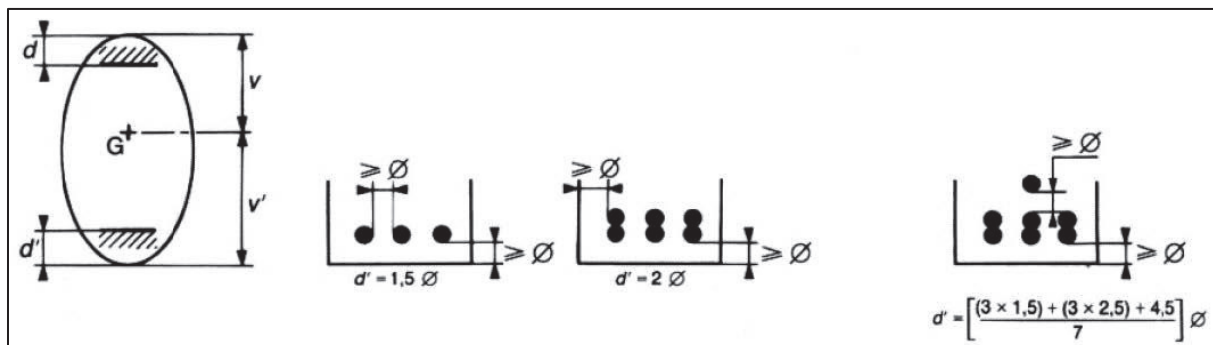
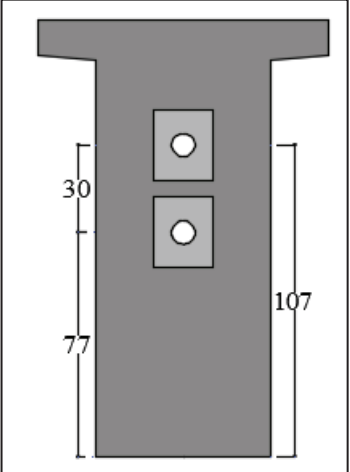
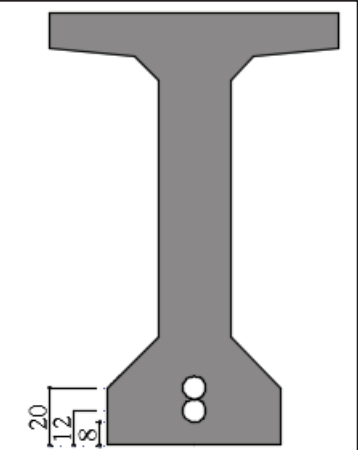


Figure VI. 1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

Pour $x = 0$ (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$; $X = 30\text{ cm}$.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11 : Tracé des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about X = 0	Yi (m)	Section médiane X = L/2
C1	0.77		0.12	
C2	1.07		0.2	

VI.4.2 Tracé des câbles

Les câbles présentent une géométrie principalement parabolique, car les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

- **Angle de relevage α** : à $x = 0$ Angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{V_{M-\bar{V}}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{V_{m-\bar{V}}}{P} \right)$$

Avec :

\bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

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 + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times 0.5\Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau VI. 12 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	\bar{T} (MPa)	\bar{V} (MPa)
0.52	1.37	3.82	2.79	2.64	1.92

- **Rayon de courbure** : On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{l^2}$$

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole $l = 28$ m.

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.

- **L'angle de déviation β** : sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta = 4 \times \frac{f}{l}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 13 : Les résultats de α ; f ; R et β .

N°câble	L (m)	α relevage (°)	Yi (m)			F (m)	R (m)	$\beta(l)(rad)$
			X = 0	X = 1	X = 15			
C1	28	4.80	0.77	0.69	0.12	0.57	173.14	0.08
C2	28	6.42	1.07	0.96	0.20	0.76	129.38	0.10

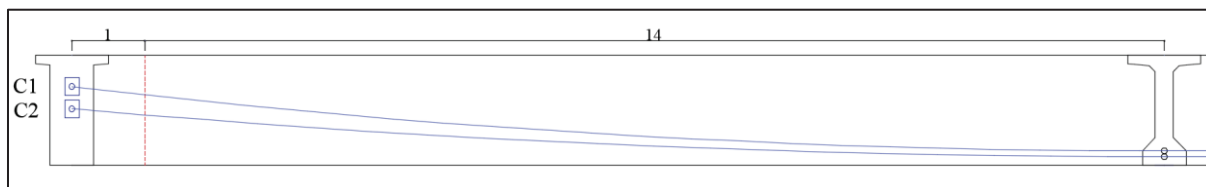


Figure VI. 2 : Trajectoire des câbles.

VI.5 CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES

En général, le terme "perte de précontrainte" désigne la différence entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force réelle (inférieure) exercée sur un point spécifique d'une armature à une date ultérieure. Pour déterminer avec précision les valeurs initiales et finales de la force de précontrainte, il est nécessaire d'analyser l'évolution des pertes de précontrainte. À cette fin, les pertes de précontrainte sont généralement divisées en deux catégories distinctes :

VI.5.1 PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

- 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 : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

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

VI.5.1.1 Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont dues à la résistance à l'avancement des câbles dans les gaines lors de la mise en tension.

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

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

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).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

Pour $x=l/2$					
N° câble	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	0.08	0.04	61.71	65.03	4.59%
C2	0.10	0.05	68.36		

Avec : $\varphi = 0.002$ (m^{-1})
 $f = 0.18$
 $\sigma_{p0} = 1\ 416$ MPa.

VI.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x).$$

Avec : d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

k : constant ; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

g : intensité du recule d'ancrage (2-6 mm).

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

Tableau VI. 15 : Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ Mpa	$\Delta\sigma_{p(0)}$ Mpa
C1	15	0.0030	16.46	12.31	138.49 Mpa
C2	15	0.0033	15.62	5.82	145.94 Mpa

Avec : $E_P = 190\,000$ MPa.

$g = 0.006$ m.

$\sigma_{p0} = 1\,416$ MPa.

VI.5.1.3 Perte par déformation instantanée de béton (raccourcissement de 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 à :

$$\Delta\sigma_e = k \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Avec : k : coefficient multiplicateur ($k = 1/2$ pour notre cas).

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte parabole du béton, } \sigma_{bi} = \frac{p}{b} + \frac{p \times e^2}{I_g} - \frac{e \times M_p}{I_g}$$

P : effort de précontrainte.

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier ; $E_P = 1.9 \times 10^5$ MPa.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton ; $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VI. 16 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

Désignation	La Valeur.
	X = 1/2
$P = n_{\text{cable}} \times P_0 \times (1 - \Delta\sigma_e)$ (MN)	5.10
B (m ²)	0.59
$e = v^{\circ}_{\text{moy}}(ei)$ (m)	0.94
M_p (MN.m)	1.55
σ_{bi}	16.00
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	40.40
$\Delta\sigma_e$ en %	2.85

VI.5.2 LES PERTES DE TENSION DIFFEREES

Les pertes différées sont des pertes qui surviennent pendant une période plus ou moins longue après la précontrainte d'une structure. Il existe trois types de pertes différées :

- Les pertes par retrait du béton.
- Les pertes par fluage du béton.
- Les pertes par relaxation des aciers.

La valeur des pertes différées totale est :

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

VI.5.2.1 Pertes par retrait

Le retrait du béton est un phénomène naturel qui entraîne un raccourcissement du matériau dans le temps, dû à une évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage. Cela provoque une diminution de la contrainte de traction exercée sur les armatures de précontrainte.

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$$

Avec : $r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

ϵ_r : le retrait final = 2×10^{-4}

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 17 : Pertes par retrait du béton.

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	57.00
$\Delta\sigma_r$ (%)	4.03

VI.5.2.2 Pertes par fluage

Le fluage du béton fait référence à la déformation progressive du matériau sous une charge constante de compression, entraînant une diminution de la tension des câbles d'ancrage.

La perte de tension par fluage données par la formule suivant lorsque $\sigma_{Max}(x) \leq 1,5 \sigma_b$:

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 18 : Les résultats de calcul des pertes par fluage.

Désignation	La valeur
	X = 1/2
$P = n_{cable} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_e))$ (MN)	3.82
B (m ²)	1.02
$e = v' - \text{moy}(e_i)$ (m)	0.98
M _p (MN.m)	3.04
σ_{bi} (MPa)	5.78
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	73.01
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	5.16%

VI.5.2.3 Pertes 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 :

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

Avec : ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\sigma_{pi}(x)$: tension initiale (après toutes les pertes instantanées).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 19 : Pertes par relaxation des aciers.

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	59.61
$\Delta\sigma_r$ (%)	4.21

VI.5.3 Récapitulation

Ce tableau présente un résumé des pertes totales :

Tableau VI. 20 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.

Abscisse		x = L/2	
Type de pertes		Valeur (MPa)	Pourcentage (%)
Instantanées	$\Delta\sigma_\phi$	65.03	4.59
	$\Delta\sigma_p$	9.06	0.64
	$\Delta\sigma_e$	40.40	2.85
Somme pertes instantanées		114.49	8.09
Différées	$\Delta\sigma_r$	57.00	4.03
	$\Delta\sigma_{fl}$	73.01	5.16
	$\Delta\sigma_{rel}$	59.61	4.21
Somme pertes différées		179.68	12.69
SOMME TOTALE		294.18	20.78

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} = 20,78 \%$$

Le pourcentage de pertes calculé (20,49%) est inférieur au pourcentage de pertes estimé auparavant à 25%.

VI.6 LA VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction et en phase de service.

VI.6.1 Sections de Vérification

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase, en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

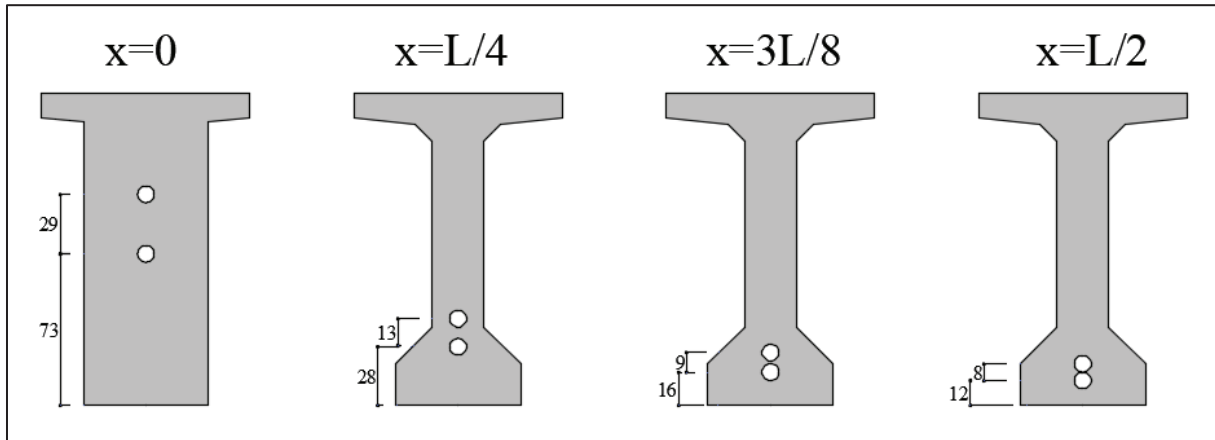


Figure VI. 3 : Les sections de vérification.

Tableau VI. 21 : Les caractéristiques nettes des sections de vérification.

	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)	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
B_{nette} (m²)	0.94	1.37	0.58	1.01	0.58	1.01	0.58	1.01
v_n (m)	0.71	0.70	0.72	0.61	0.72	0.61	0.72	0.61
v'_n(m)	0.79	1.05	0.78	1.14	0.78	1.14	0.78	1.14
I_{nG} (m⁴)	0.19	0.40	0.16	0.33	0.15	0.33	0.15	0.33
ρ (%)	36.25	39.82	48.15	47.75	47.73	47.45	47.55	47.34

VI.6.2 LIMITATION DES CONTRAINTES

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau VI. 22 : Limitation des contraintes.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Unité	Cas
$\overline{\sigma}_{bc}$	15.89	24	MPa	Exécution/Q. Rares/Q. Fréquente
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-3.28	-4.5	MPa	/
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.53	-2.1	MPa	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.19	-3	MPa	Q. Rares

VI.6.3 JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

VI.6.3.1 Effort de précontrainte

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

$$P1 = 1.02 P0 - 0.8 \Delta P$$

$$P2 = 0.98 P0 - 1.2 \Delta P$$

Pour $P0 = 2,38$ MN, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 23 : Caractéristiques des quatre phases de vérification.

	Nb câbles	M.T (%)	ΔP (%)	P_1 (MN)	P_2 (MN)	d x=0 (m)	d x=L/4 (m)	d x=3L/8 (m)	d x=L/2 (m)
Phase 1	02	50	4.04	2.52	2.37	0.87	0.35	0.21	0.16
Phase 2	02	100	8.09	4.87	4.50	0.87	0.35	0.21	0.16
Phase 3	02	100	11.26	4.74	4.31	0.87	0.35	0.21	0.16
Phase 4	02	100	20.78	4.35	3.72	0.87	0.35	0.21	0.16

VI.6.3.2 Justification des contraintes normales

On vérifie que : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$, avec : $\sigma(y) = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I} y$

P_i : la valeur caractéristique de la précontrainte.

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 24 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS.

		Phase 1				Phase 2			
		x= 0	x= L/4	x= 3L/8	x= L/2	x= 0	x= L/4	x= 3L/8	x= L/2
e_0 (m)		-0.08	0.43	0.58	0.62	-0.08	0.43	0.58	0.62
M_{ELS} (KN.m)		0.00	1.14	1.44	1.55	0.00	1.14	1.44	1.55
P_1 (MN)		2.52	2.52	2.52	2.52	4.87	4.87	4.87	4.87
P_2 (MN)		2.37	2.37	2.37	2.37	4.50	4.50	4.50	4.50
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.46	4.61	4.32	4.26	6.68	4.02	2.08	1.51
	σ_{inf}	1.81	4.12	6.82	4.50	3.50	13.29	15.43	16.08
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.26	4.65	4.45	4.43	6.18	4.11	2.44	1.94
	σ_{inf}	1.71	3.56	6.16	3.79	3.24	11.85	13.71	14.26
		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

e₀ (m)	0.18	0.79	0.94	0.98	0.18	0.79	0.94	0.98	
M_{ELS} (KN.m)	0.00	1.91	2.43	2.60	0.00	2.23	4.87	5.18	
P₁ (MN)	4.74	4.74	4.74	4.74	4.35	4.35	4.35	4.35	
P₂ (MN)	4.31	4.31	4.31	4.31	3.72	3.72	3.72	3.72	
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1.96	1.34	1.00	0.91	1.80	2.09	5.74	5.95
	σ_{inf}	5.68	11.04	11.70	11.87	5.22	8.51	1.63	1.23
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1.78	3.96	4.28	1.26	3.93	4.99	8.60	6.46
	σ_{inf}	5.16	9.43	9.86	9.96	4.47	6.19	-1.02	-1.53

VI.6.3.3 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

Pour cela, il est nécessaire de vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau_2 \leq 0.4 f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1$$

$$\tau_2 \leq 2 f_{tj} f_{cj} \times [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ; $\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$.

σ_x : Contrainte normale ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$.

B_n : Surface nette de la section considérée.

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum P_i \cos \alpha_i$.

V_{red} : effort tranchant réduit de : $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$.

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre.

I_n : Moment d'inertie net de la section.

b_n : largeur nette de la section.

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on aura $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, on devra alors vérifier uniquement que $\tau < \bar{\tau}_1$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI. 25 : Effort de précontrainte.

		α (°)	P cosa	P sina
P1	2.02	4.80	2.01	0.17
P2	2.02	6.42	2.01	0.23
Somme			4.02	0.39

Tableau VI. 26 : Contrainte tangentielle « τ ».

B_n (m²)	σ_x (MPa)	τ₁ (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m³)	I_n (m⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
--------------------------------------	----------------------------	----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------	----------------

1.37	2.92	2.4	0.81	0.41	0.38	0.40	0.52	0.75
------	------	-----	------	------	------	------	------	------

On constate que $\tau = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.40 \text{ MPa}$, donc les contraintes tangentielles sont bien vérifiées.

VI.6.3.4 Armature longitudinale 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 égale à :

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

Avec :

- B_t : Aire du béton tendu.
- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t .
- σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VI. 27 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.

B_t	0.1728 m ²
N_{Bt}	0.1382 MPa
σ_{bt}	1.53 MPa

On aura $A_s = 7.15 \text{ cm}^2$; donc on prend **4HA16**.

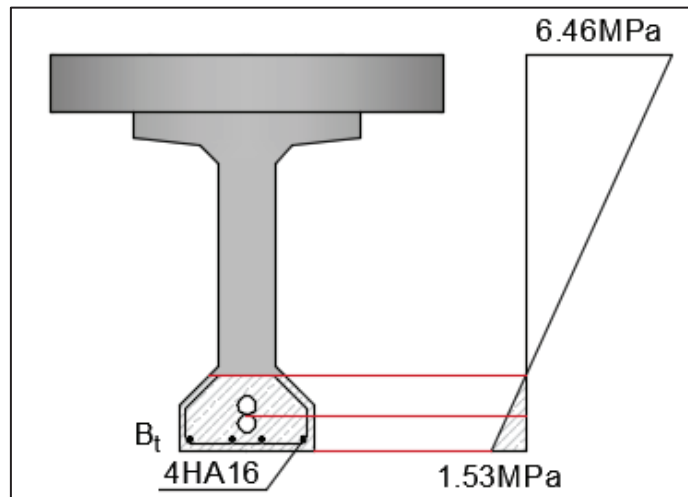


Figure VI. 4 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.

VI.6.4 Justification de la Poutre à 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.

VI.6.4.1 Vérification à la non rupture des armatures transversales

- **La première étape** : consiste à déterminer l'angle β_u que froment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, il est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec :

$$\beta \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : Contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ; $\tau_u = \frac{V_{u,red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau VI. 28 : Détermination de l'angle β_u .

V_{ult} (MPa)	1.11	B_n (m ²)	1.37
$V_{u,red}$ (MPa)	0.71	σ_x (MPa)	2.92
S_n (m ³)	0.38	τ_u (MPa)	1.29
I_n (m ⁴)	0.40	β_u (°)	20.77
b_n (m)	0.52	On prend : $\beta_u = 30^\circ$	

- **La deuxième étape** : consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , Donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

Avec :

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

S_t : Espacement de deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$\gamma_s = 1,15$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 2.032 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- **Minimum d'armatures transversales** :

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa} ; \text{ Avec : } S_t \leq \text{Min} \{1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0\}.$$

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 4.784 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec $S_t \leq 1\text{m}$.

On prend un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

VI.6.4.2 Vérification au non écrasement des bielles de béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPa (Contrainte Vérifiée)}.$$

VI.6.4.3 Les armatures de peau

- Armature transversale :

Dans le sens transversal, la section minimale à mettre en place est de 2 cm² par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

On disposera d'un cadre HA12/ml (As = 2,26 cm²), Avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale :

Dans le sens longitudinal, la section minimale d'armatures à mettre en place est de 3 cm² par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,1% de la section brute de la poutre.

$$A_l = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times \Omega \\ 0,1\% \times B \end{array} \right.$$

$$A_l = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 5.3452 \\ 0,1\% \times 5854 \end{array} \right.$$

Donc : A_l = 16.0356 cm².

On prend : 20HA12

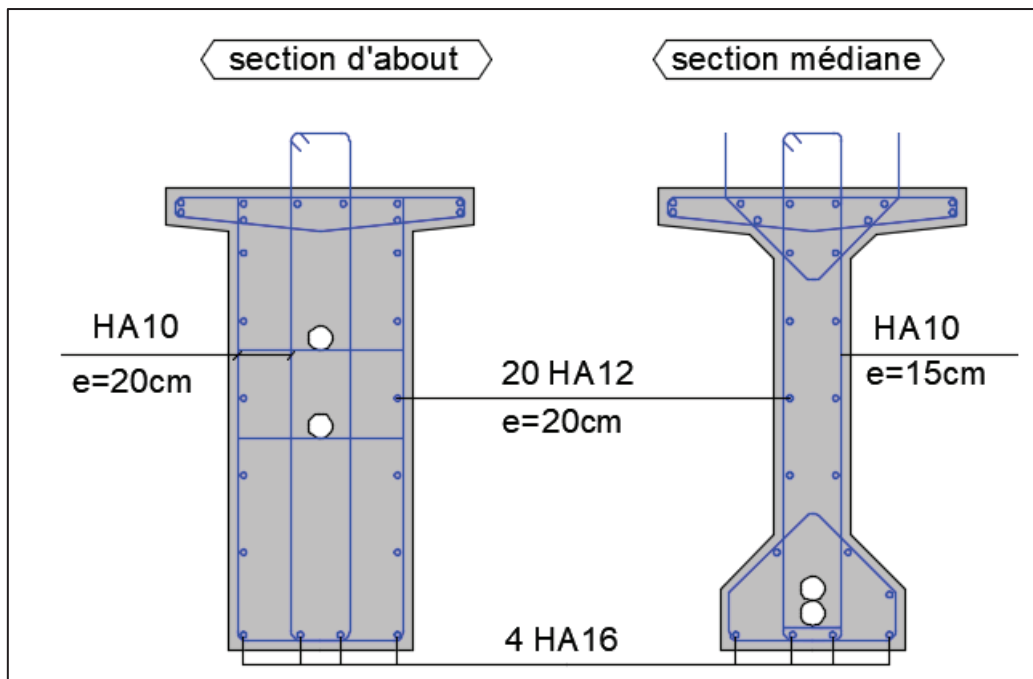


Figure VI. 5 : Ferrailage des sections de la poutre.

VI.7 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte nous a permis de vérifier si le choix du câblage répond aux normes de sécurité et de confort.



CHAPITRE VII

ETUDE DE TABLIER



VII.1 INTRODUCTION

La dalle est caractérisée par une faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions et supporte des charges perpendiculaires à son plan moyen. Sa fonction consiste à recevoir la couche de roulement, comprenant le revêtement et la chape d'étanchéité, ainsi que les surcharges, et à transmettre ces charges aux poutres du pont.

Dans ce chapitre, nous aborderons en détail l'étude de la dalle, ainsi que les dispositifs nécessaires, leurs modèles, leurs dimensions et vérification si nécessaire.

VII.2 VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de $\frac{L}{500}$, où **L** est la portée de la travée considérée.

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la détermination des différentes flèches. Sachant que Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

VII.2.1 Flèche due au Poids Propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G.

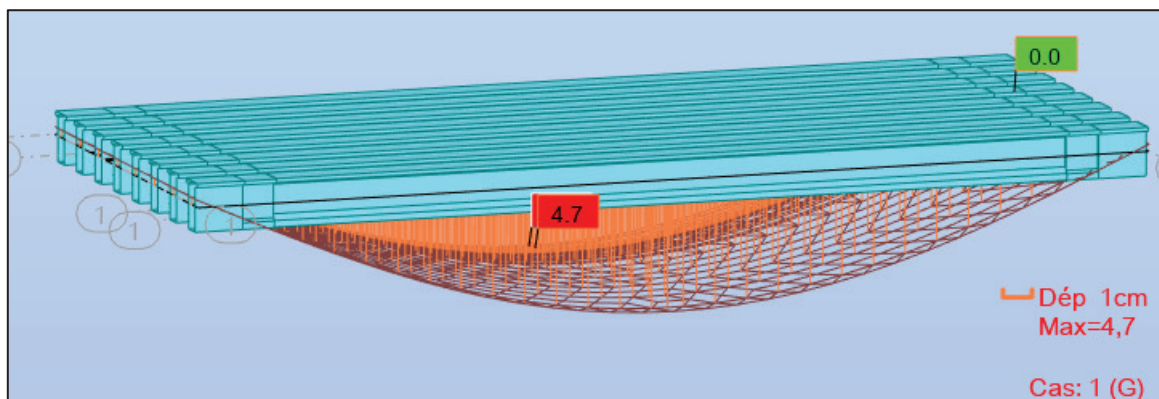


Figure VII. 1 : Flèche max de la poutre due à poids propre (G).

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 4.70 cm.

$$f_G = 4.70 \text{ cm}$$

VII.2.2 Contre Flèche de Précontrainte

$P_{\text{Câble moy}} = 4.87 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %).

$$e_0 = - 8 \text{ cm}$$

$$e_1 = 62 \text{ cm}$$

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les deux câbles) est égale à 4.4 cm.

$$f_p = -4.40 \text{ cm}$$

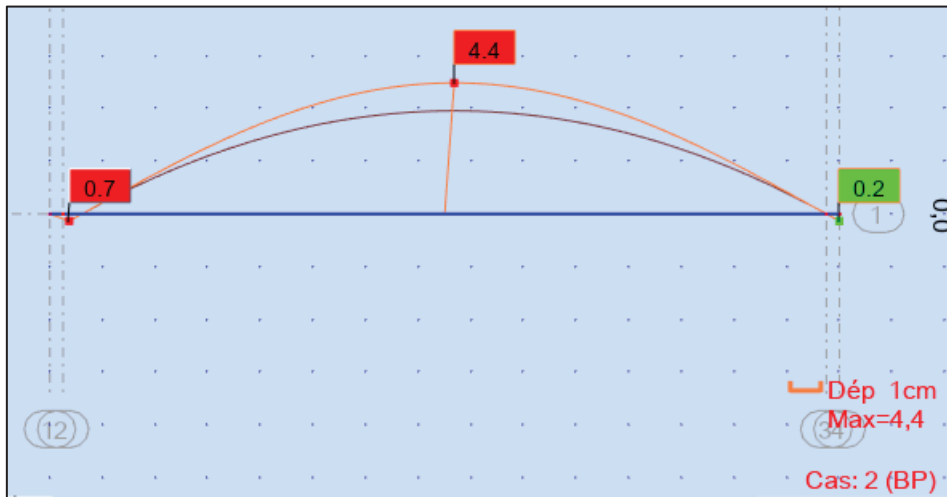


Figure VII. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

VII.2.3 Flèche Due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (|-4.40| - 4.70) = -0.23 \text{ cm}$$

$$f_c = -0.23 \text{ cm}$$

VII.2.4 Flèche Maximale à l'ELS

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

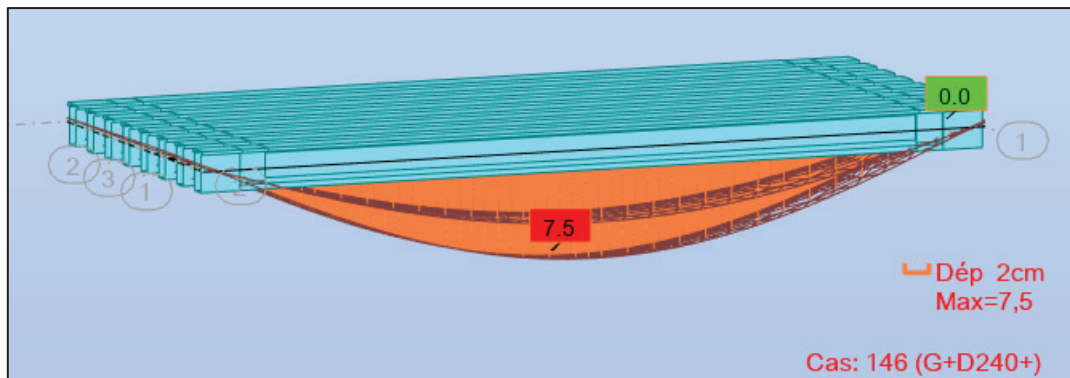


Figure VII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 7.5 cm.

$$f_{ELS} = 7.50 \text{ cm}$$

VII.2.5 Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_t = f_c + f_p + f_{ELS} = (-0.23 + (-4.40) + 7.50) = 2.87 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

On a $f_{adm} = \frac{L}{500} = 6 \text{ cm}$.

Donc La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges $f_t = 2.87 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible :

$$f_t = 2.87 \text{ cm} < f_{adm} = 6 \text{ cm}$$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'emplacement des appareils d'appuis se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres.

Le choix du nombre de vérins à utiliser est en fonction de la charge à soulever en premier lieu, mais pour diminuer le moment sollicitant l'entretoise ; il est préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.

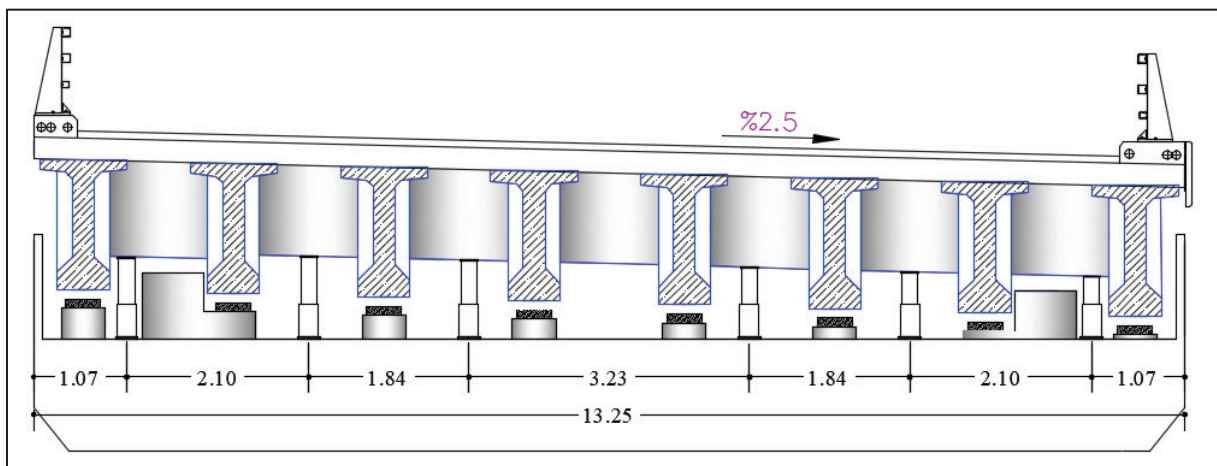


Figure VII. 4 : Position des vérins.

VII.3.1 Évaluation des Efforts

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

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tabier}} = 306.81 \text{ KN/ml}$.

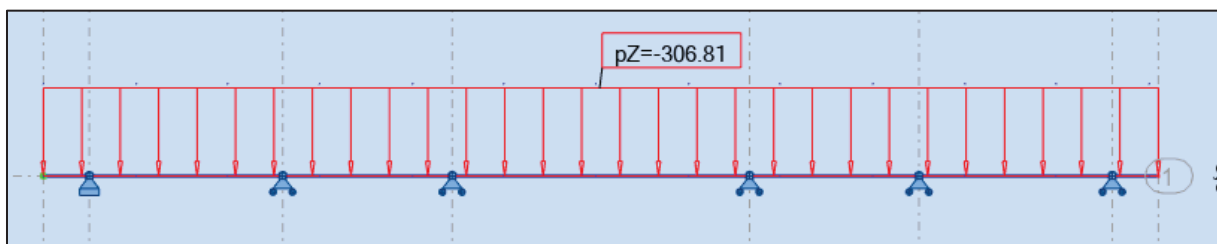


Figure VII. 5 : Modélisation de l'entretoise.

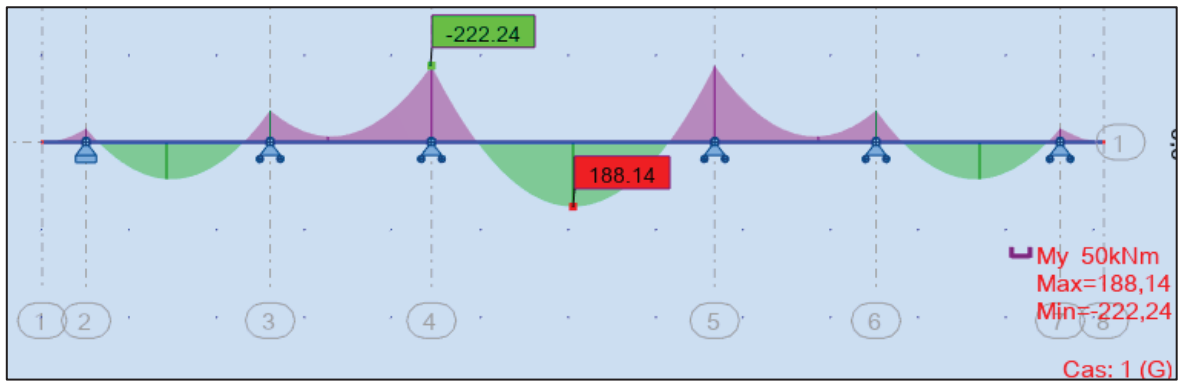


Figure VII. 6 : Diagramme de moment max à l'ELS pour l'entretoise.

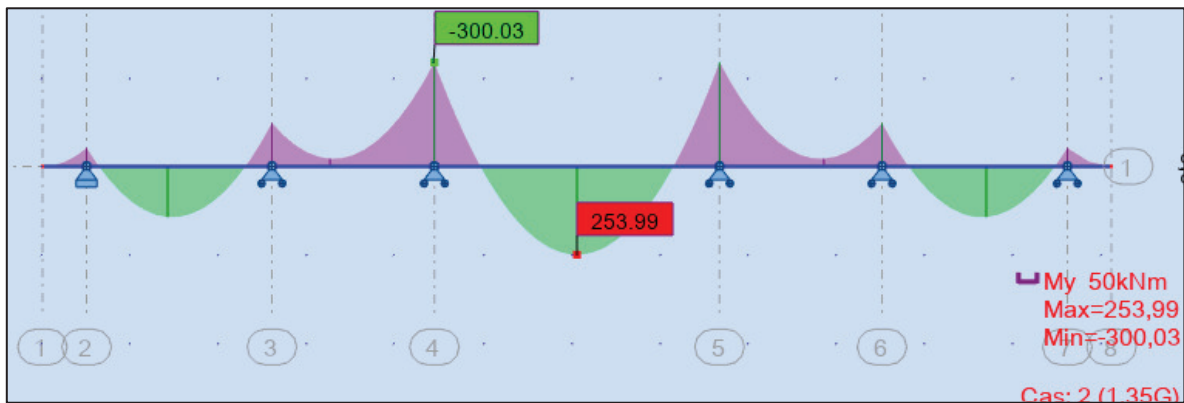


Figure VII. 7 : Diagramme de moment max à l'ELU pour l'entretoise.

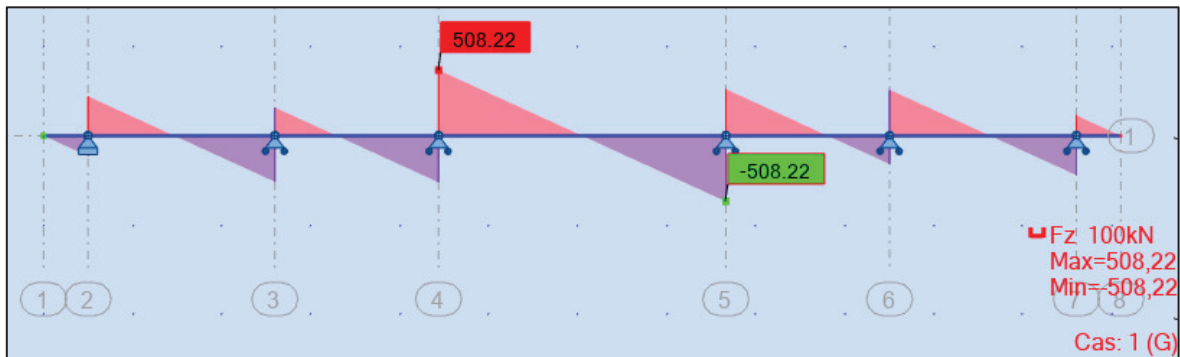


Figure VII. 8 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise.

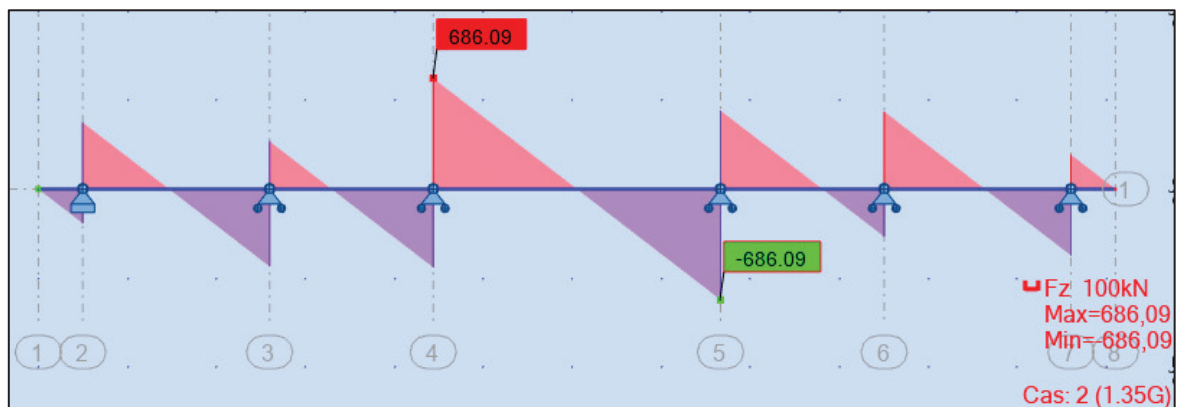


Figure VII. 9 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise.

VII.3.2 Ferrailage de l'entretoise

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'Annexe D.

Tableau VII. 1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	9.8	5HA16	20
Longitudinales inférieures	8.2	3HA16 + 2HA12	20
Armatures transversales	2.26	2HA12	13
Armatures de peau	$1/3A_s \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$	HA12	15

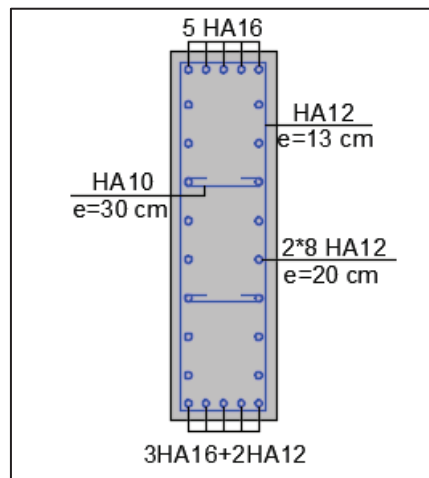


Figure VII. 10 : Ferrailage de l'entretoise.

VII.4 ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis, également connu sous le nom de dalle, Il s'agit d'une plaque horizontale en béton armé qui relie les poutres du pont et forme la surface de la chaussée. Il est généralement conçu pour supporter la charge du trafic routier et distribuer cette charge de manière uniforme sur les poutres du pont.

L'hourdis subit deux types de flexion :

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

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

VII.4.1 Géométrie de l'Hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm.
- Largeur : 13,25 m.
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VII.4.2 Evaluation des Efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

Nous considérons une longueur de 1 m pour l'hourdis, tandis que les autres dimensions telles que la largeur et l'épaisseur sont prises égales aux dimensions réels. On prend en compte les charges telles que le poids propre et le poids des équipements.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de 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).

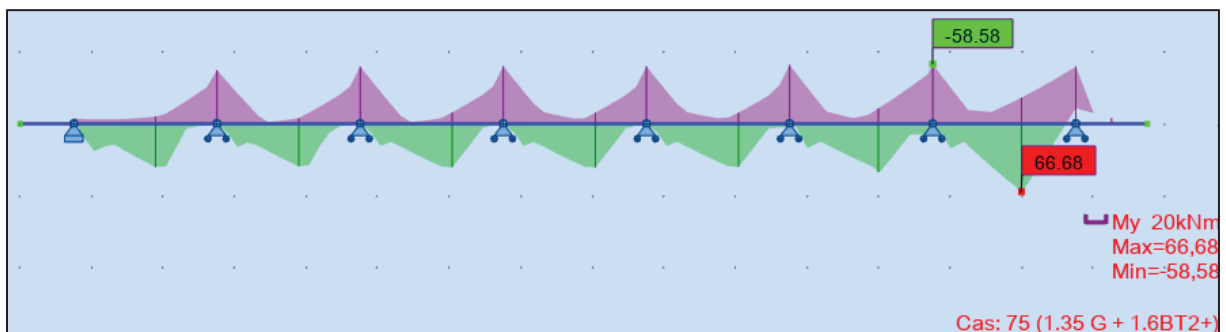


Figure VII. 11 : Moment Max- Dalle à l'ELU.

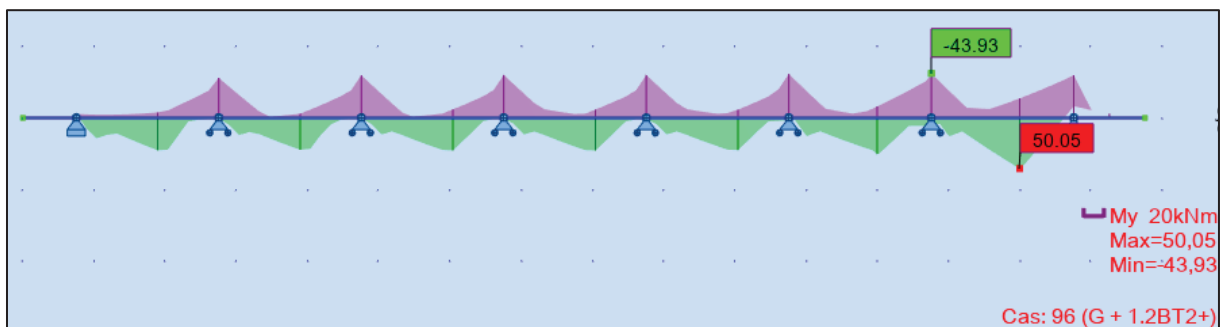


Figure VII. 12 : Moment Max- Dalle à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Tableau VII. 2 : Moment max de l'hourdis à l'ELU et l'ELS.

Les moments max			
ELU		ELS	
Fibre supérieure KN.m	Fibre inférieure KN.m	Fibre supérieure KN.m	Fibre inférieure KN.m
58.58	66.68	43.93	50.05

VII.4.3 Ferrailage de la Dalle

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'Annexe D.

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

Tableau VII. 3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	9.90	9HA12	15	2.33	HA12	20
Inférieure	11.30	9HA14	15	2.67	HA12	20

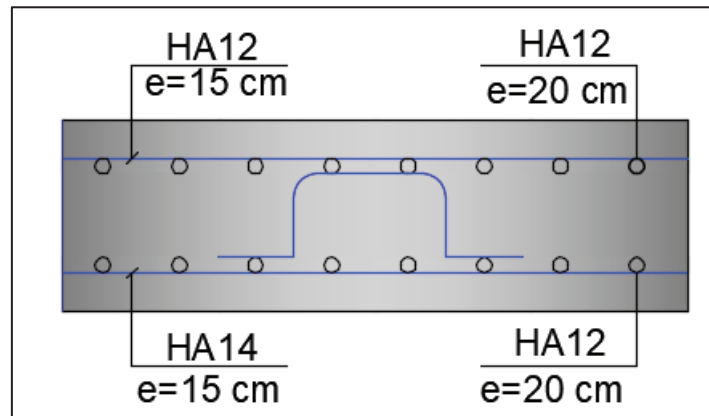


Figure VII. 13 : Ferrailage de la dalle (coupe transversale).

VII.5 CONCLUSION

La dalle d'un ouvrage joue un double rôle, celui de transmettre les charges du tablier aux poutres mais également le rôle d'entretoisement pour la bonne diffusion transversale des charges.

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié l'hourdis du pont. Le chapitre suivant se concentrera sur l'étude sismique de l'infrastructure et les diverses vérifications qui ont été effectuées.



CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DE PONT



VIII.1 INTRODUCTION

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être très dangereux dans certain cas. Notre ouvrage est situé dans la zone IIb (sismicité élevée), d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis l'excitation sismique.

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que les appareils d'appui et les joints de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

VIII.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON « RPOA »

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

Tableau VIII. 1 : Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.

Classification du pont	Groupe 2 (pont important)
Classification du site	Catégorie S3 (site meuble)
Classification de la zone sismique	Zone IIb
Coefficient d'accélération de zone	A= 0.25

VIII.3 APPAREIL D'APPUI

Les poutres reposent sur les appuis tels que les piles et les culées, qui utilisent des dispositifs d'appui pour transférer les charges verticales et horizontales provenant du poids permanent de la structure ainsi que des charges d'exploitation.

VIII.3.1 Choix de type d'appareil d'appui

L'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) est le choix le plus adapté pour cet ouvrage, comme le souligne la norme NF EN 1337-5 établie par SETRA. En effet, les raisons suivantes justifient ce choix :

- Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle.
- Répartition des efforts horizontaux.
- Aucun entretien requis.
- Coût modéré.

VIII.3.2 Dimensionnement des Appareils d'Appui de type B

Selon la norme NF EN 1337-3, le calcul des appareils d'appui se fait uniquement à l'Etat Limite Ultime.

VIII.3.2.1 Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité suivante :

$$3 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec : **a** : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{\max} = 1,11 \text{ MN}$).

σ_m : contrainte de compression sous la réaction R_{\max} .

3 MPa : condition de non cheminement.

20 MPa : condition de non écrasement.

D'où : $a \times b \geq 555 \text{ cm}^2$, On prendra : **a = 300 mm** et **b = 300 mm**.

VIII.3.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Respectant la condition de non flambement :

$$\frac{\max(a, b)}{10} \leq T \leq \frac{\max(a, b)}{5}$$

$$30 \text{ mm} \leq T \leq 60 \text{ mm}$$

VIII.3.2.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes : $\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$

Avec :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8,33 \\ \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 12,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

G = 0.90 MPa (cas statique).

D'où : **t_s = 1.89 mm**

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

Tableau VIII. 2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeur (mm)
a	300
b	300
t _i	10
t _s	2
n	4
e	5
T _b	60
T	50

VIII.4 ANALYSE SPECTRALE MONOMODALE

Pour l'étude sismique d'un pont, plusieurs méthodes peuvent être analysées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale monomodale (mode fondamentale). Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique.

Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Nous allons utiliser cette méthode pour notre ouvrage, mais tout d'abord, il faut passer par des conditions à vérifier pour justifier l'utilisation de cette méthode :

- **Masse modale :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_{pile} doit être inférieur à 43 % de la masse du tablier :

$$M_p = M_{chevêtre} + M_{pile} < 0,43 M_{Tablier} = 0,43 (G \times Nb \text{ Travées})$$

$$M_p = 6\,507.56 \text{ KN} < 0,43 M_T = 12\,586.07 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Angle de biais :**

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Courbe du pont :**

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition ($R = 1\,300 \text{ m}$).

- **Symétries transversales :**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

Condition Vérifiée ; Car l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

Donc la méthode monomodale est applicable dans notre cas.

VIII.4.1 Évaluation de la Raideur Totale K

La raideur de la pile (k_{pile}) comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T} ; K_{pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{l^3} ; K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A-app}}}$$

Tel que : **n** : Nombre de fûts composant la pile ; **n = 03**.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 1.2 \text{ MPa}$ en condition sismique.

a × b : surface en plan de l'appareil d'appui $= 0.3 \times 0.3 \text{ m}$.

T : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui $T = 0.05 \text{ m}$.

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis ($K_{A\text{-app}}$).

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 3 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appui	H (m)	K_{Pile} (MN/m)	$K_{A\text{-appui}}$ (MN/m)	$n_{A\text{-app}}$	K_{App} (MN/m)
C ₁ /C ₂	/	INF	2,16	8	17,28
P ₁	16,63	50,69	2,16	16	20,55
P ₂	17,52	43,35	2,16	16	19,23
P ₃	9,23	296,50	2,16	16	30,95

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{\text{long}} = \Sigma K_{\text{appuis-}i} = 105.29 \text{ MN/m}$$

VIII.4.2 Évaluation de l'Effort Sismique

VIII.4.2.1 Evaluation de l'effort sismique 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 effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

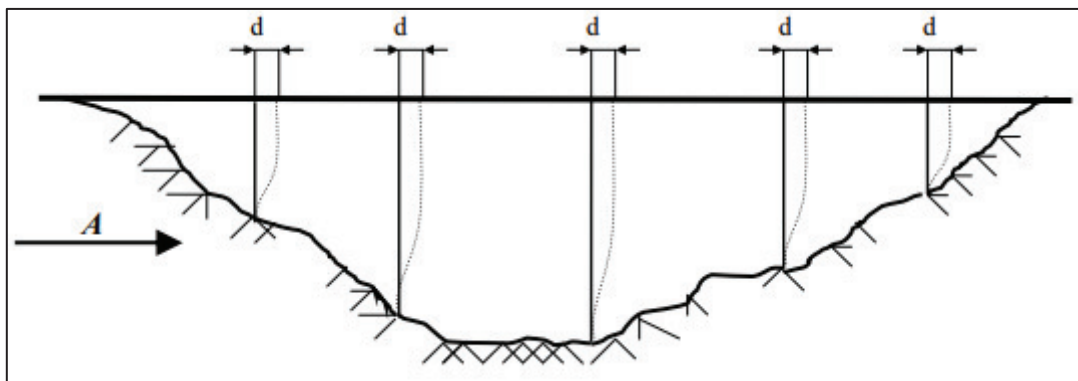


Figure VIII. 1 : Séisme longitudinale.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$F = M \times S_a(T)$$

Où : **M** : est la masse effective totale de la structure ; $M = 2\,926.99 \text{ t}$

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T ;

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

Avec :

A : défini précédemment ; **A = 0, 25**.

g : Accélération de la pesanteur ; **g = 9, 81 m/s²**

S : Coefficient de site ; **S = 1,20**

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; **T = 2π √(M/K) = 1.05 s**

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

$$T_1 = 0,20 \text{ s et } T_2 = 0, 50s$$

η : Facteur de correction de l'amortissement ; **η = √(7/(2+ξ)) = 1** avec ξ = 5 % (béton armé).

• **Application Numérique :**

Nous avons : **T₂ = 0, 50 s ≤ T = 1.05 s ≤ 3, 0 s**

Donc **Sae (T) = 2. 5. η. A. g. S (T₂/T) = 3, 51 m/s²**

F = M × Sa(T) = 10 278, 51 KN

• **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

Il est donné par la formule suivante : **d_{L-Tablier} = (T/2π)² × Sae(T) = 9.8 cm**

La force horizontale **F** se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs : **F_{i-L} = (K_{i-L}/K) × F**

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII. 4 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Piles	K _{appui}	K _T	F	F _{appui}	d _{pile}
	(MN/m)	(MN/m)	(KN)	(KN)	(m)
C ₁ /C ₂	17,28	105,29	10 278,5	1 686,8	0,000
P ₁	20,55	105,29	10 278,5	2 006,1	0,040
P ₂	19,23	105,29	10 278,5	1 877,2	0,043
P ₃	30,95	105,29	10 278,5	3 021,5	0,010

VIII.4.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement, on a deux approches : le modèle à tablier rigide et le modèle à tablier flexible.

Nous avons : $\frac{L}{B} = \frac{120.3}{13.25} = 9.08 > 5 \rightarrow$ On applique le modèle à **tablier flexible**.

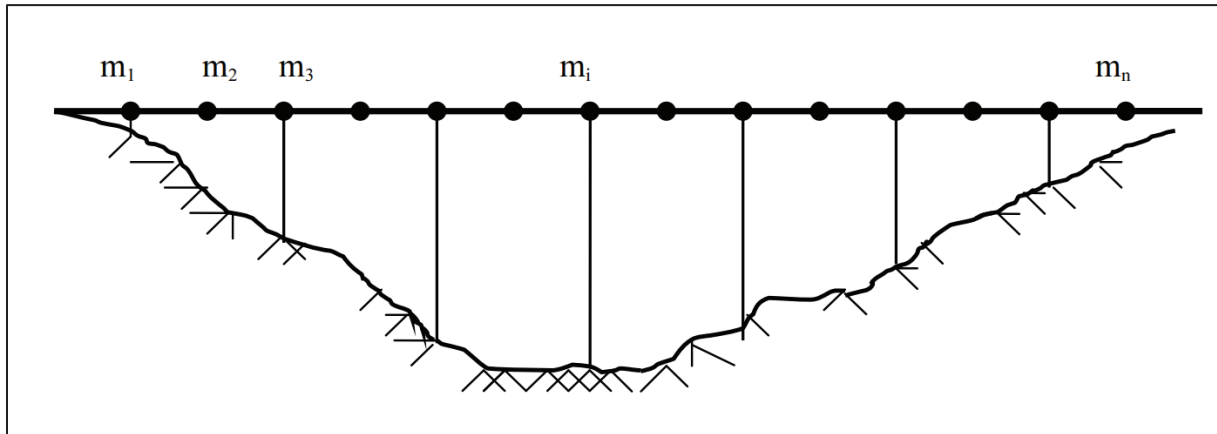


Figure VIII. 2 : Séisme transversal.

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 ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a(T_i)$$

Où : M_i : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$$T_i : \text{est la période fondamentale de la même pile ; } T_i = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII. 5 : Distribution des forces sismiques transversales sur chaque appui.

Appui	M_i (Kg)	T_i (s)	S_a (m/s ²)	F_i (KN)
C ₁ /C ₂	834 367,50	1.38	2.66	2 223,16
P ₁	964 913,00	1.06	3.49	3 363,47
P ₂	971 899,50	1.06	3.47	3 372,67
P ₃	906 823,00	1.02	3.61	3 274,76

VIII.4.2.3 Evaluation de l'effort sismique vertical

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante (SETRA) :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Tel que :

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet. Dans notre cas **a = 4.73**

b : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés).

μ : Masse linéique du tablier $\mu = G_{\text{tablier}}/L = 24\ 367,3 \text{ Kg/ml}$

L : Longueur travée (**L = 30 m**)

Tableau VIII. 6 : Distribution des forces sismiques verticales sur chaque appui

	b	R
Les culées	0.24	829,85
La pile p ₁ et p ₃	0.64	2 212,94
La pile p ₂	0.90	3 111,94

VIII.5 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\mathbf{E} = \begin{cases} E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \end{cases}$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII. 7 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Appui	E ₁ (KN)	E ₂ (KN)	E ₃ (KN)
C ₁ /C ₂	2 602,75	2 978,17	2 002,85
P ₁	3 678,99	4 629,17	3 823,80
P ₂	3 822,61	4 869,42	4 686,91
P ₃	4 667,82	4 845,10	4 101,82

VIII.6 VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

VIII.6.1 Résistance à la Compression

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$

Avec : σ_m : La contrainte normale sous charge sismique.

Application Numérique : $N = 1,11 \text{ MN}$; $\sigma_m = 12.33 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$ (Contrainte vérifiée).

VIII.6.2 Sécurité au Flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s P_u < P_c$

Avec: γ_s : coefficient partiel de sécurité; $\gamma_s = 3$.

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU ; $P_u = 1.11 \text{ MN}$

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : $P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h}$

B : Aire nominale en plan de l'appui ; $B = (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm})$

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ; $d = 12 \text{ mm}$.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui ; $h = 60 \text{ mm}$

G : module de cisaillement ; $G = 1.2 \text{ MPa}$.

S : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$

• **Application Numérique :**

$$\gamma_s P_u = 3,33 \text{ MN} < P_c = 4.86 \text{ MN (Flambement vérifié)}.$$

VIII.6.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan\gamma < \delta_c$

$$\delta_c = \begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } P \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P) & \text{si } P > 0.25 \end{cases}$$

Avec : $P = \frac{P_u}{P_c}$

$$\delta_0 = \frac{c}{T_b} ; \text{ borné par } [0,7 < \delta_0 < 2].$$

$$\delta = \frac{d}{T_b}$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 300 \text{ mm}$).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

• **Application Numérique :**

$$T_b = 60 \text{ mm}$$

$$P = 0.23 \text{ MN} \leq 0.25 \text{ MN}$$

$$\delta_0 = 5 \text{ m} ; \text{ on prend } \delta_0 = 2 \text{ m}.$$

$$\text{Donc } \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) = 0.81$$

$$d = d_{\text{séisme}} + 0.4 d_T + d_{r+f} + 0.2 d_{\text{freinage}}$$

$$d = (0.098) + (0.4 \times 0.004) + (0.009) + (0.2 \times 0.0139) = 0.098 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{0.098}{0.06} = 1.63$$

$$\delta = 1.63 > \delta_c = 0.81 ; \text{ condition non-vérifiée.}$$

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VIII.6.4 Condition de non glissement

On doit vérifier l'inégalité suivante : $H < f N$

Où : H : est l'effort horizontal ;

N : est l'effort de compression vertical ;

f : est le coefficient de frottement ; $f = 0.10 + \frac{0.60}{\sigma_m}$ (σ_m exprimée en MPa).

• **Application Numérique :**

En tenant compte des réactions aux appuis calculées précédemment (voir Annexe E), le calcul se fait selon deux cas :

• **Cas de la Pile :**

$$N = G + R_{\text{séisme_max_Pile}} + 0,2R_{\text{surchage_max_Pile}} = 0.457 + 0.293 + 0,2 \times 0.127 = 0.78 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 8.61 \text{ MPa d'où } f = 0.17$$

Et : $H = H_{s_Pile} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{freinage_max}$

$H = 0.292 + 0,4 \times 0.004 + 0.007 + 0,2 \times 0.019 = 0.30 \text{ MN}$

Alors : $H = 0.30 > f \times N = 0.13$ (**Condition non vérifiée**).

• **Cas de la culée :**

$N = G + R_{s\acute{e}isme_max_Cul\acute{e}e} + 0,2R_{surcharge_Cul\acute{e}e} = 0.457 + 0.222 + 0,2 \times 0.190 = 0.72 \text{ MN}$

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 7.97 \text{ MPa}$ d'où : $f = 0.18$

$H = H_{s_cul\acute{e}e} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{freinage} = 0.297 + 0,4 \times 0.004 + 0.007 + 0,2 \times 0.019$

$H = 0.31 \text{ MN}$

Alors : $H = 0.31 > f \times N = 0.13$ (**Condition non vérifiée**).

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VIII.7 DES D'APPUIS

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau de la pile, des efforts localisés important qui peuvent provoquer des fissures, d'où l'utilisation du dé d'appui qui permet de diffuser les charges localisées, ainsi, il sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour l'évacuation des eaux.

VIII.7.1 Dimensionnement des Dés d'Appui

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui comme suit : $h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0,15 \text{ m}$ avec : $a_1 \geq a + h/2$; $b_1 \geq b + h/2$

On prend donc : $a_1 = b_1 = 0,45 \text{ m}$

VIII.7.2 Ferrailage des Dés d'Appui

Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier avec hypothèse de fissuration préjudiciable, c'est-à-dire : $N = R_G + R_{D240} = 1,11 \text{ MN}$

$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

La section calculée doit reprendre un effort de 25% N_{max}

$A_s = \frac{0,25 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1,11}{434,78} = 6,38 \text{ cm}^2$; donc **6 HA12** ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).

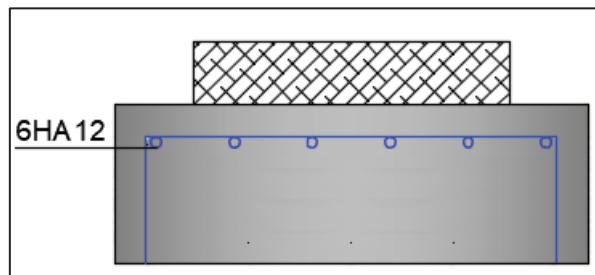


Figure VIII. 3 : Ferrailage du dé d'appui.

VIII.8 PLOTS PARASISMIQUES

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé, ils sont encastés au chevêtre de la pile et sur mur garde-grève au niveau des culées. Leur rôle est d'empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 55 cm.
- La section en plan est (70×70) cm².
- Un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

VIII.9 JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.9.1 Dimensionnement du joint

D'après le **RPOA2008 (Art.7.5.2)**, les joints de chaussée sont dimensionnés selon la combinaison suivante : $W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_S}{3}$

Avec : W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ; $W_D = \Delta_f + \Delta_r = 8.5$ mm.

W_T : Souffle thermique ; $W_T = 4.4$ mm

W_S : Souffle sismique ; $W_S = 98$ mm

W : Souffle total du joint ; $W = 8.5 + 0,4 \times 4.4 + \frac{98}{3} = 42.32$ mm

VIII.9.2 Choix du type de joint

Ayant obtenu un souffle total $W = 42,32$ mm, on opte pour un joint de chaussée de type **CIPEC $W_d 60$** .

Son souffle est de **60 mm** nominal. L'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de 5 mm à 65 mm.

Il peut équiper les ouvrages supportant tout type de trafic selon le guide technique "**Conception et dimensionnement des structures de chaussée**" du Sétra/LCPC.

VIII.10 CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques

Nous avons effectué aussi dans ce chapitre le dimensionnement des différents équipements du tablier, qui permettent le bon fonctionnement du tablier de l'ouvrage.



CHAPITRE IX

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE



IX.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

Dans ce dernier chapitre, nous allons traiter en détail les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

IX.2 ÉTUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Elle comporte deux parties :

- Les fûts et le chevêtre : leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- La fondation " semelles et pieux " : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

IX.2.1 Les Dimensions de la Pile

Tableau IX. 1 : Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Position	Type fondation	N° des fûts	Ø fûts (m)	H _{moy} fûts (m)	H (m)
P1	PK11+225.22	Profonde	3	2	16.63	17.93
P2	PK11+255.31	Profonde	3	2	17.52	18.82
P3	PK11+285.39	Profonde	3	2	9.23	10.53

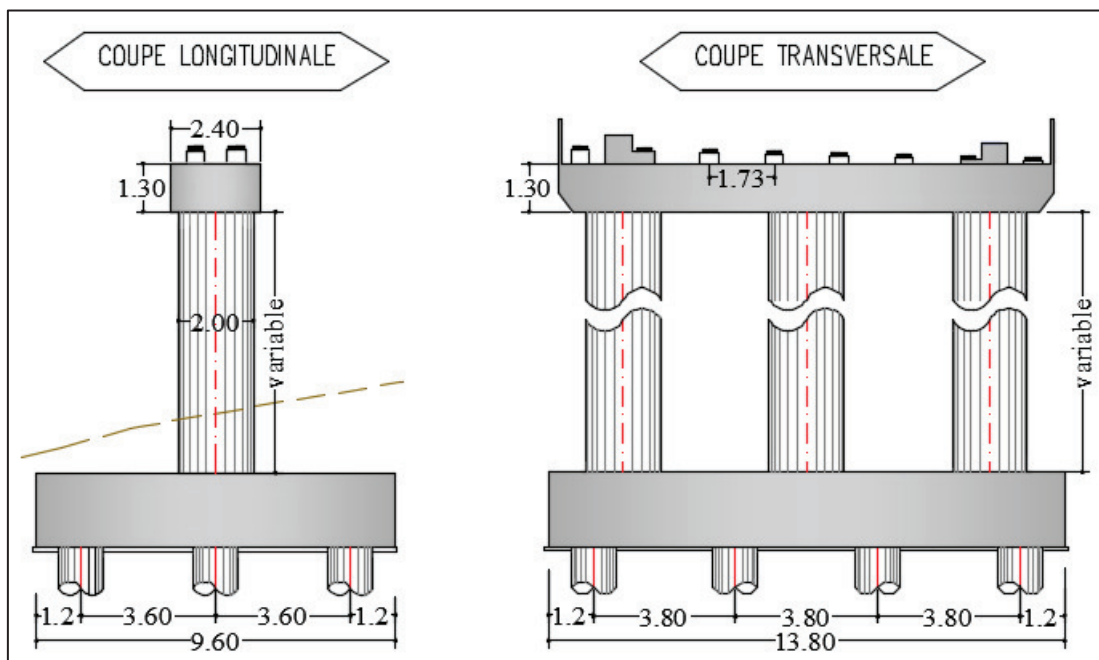


Figure IX. 1 : Pré-dimensionnement de la pile.

IX.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

On doit vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$.

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute pour la partie poutre on a :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

l_0 : est la hauteur du fût.

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinal).

Tableau IX. 2 : Vérification du flambement des piles.

Appuis	Pile 01	Pile 02	Pile 03
l_f (m)	11.64	12.26	6.46
i_y (m)	0.50	0.50	0.50
i_x (m)	0.50	0.50	0.50
λ_y	23.28	24.52	12.92
λ_x	23.28	24.52	12.92
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc Pas de risque de flambement.

IX.3 ETUDE DES ELEMENTS DE LA PILE

IX.3.1 Étude du Chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, une étude à la flexion et une étude à la torsion.

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous (La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2019**).

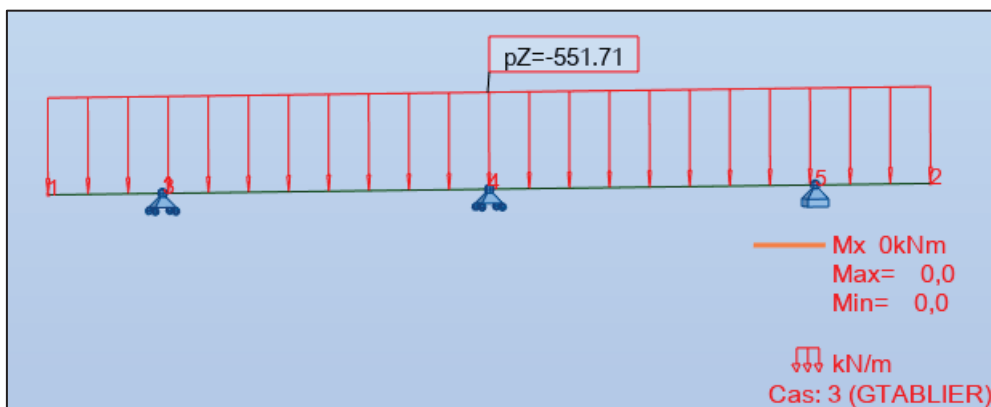


Figure IX. 2 : Modélisation du chevêtre.

IX.3.1.1 Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable :

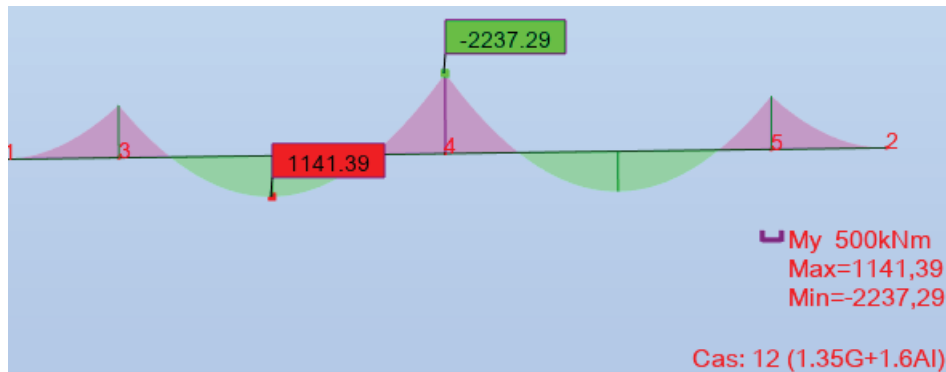


Figure IX. 3 : Les moments $M_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

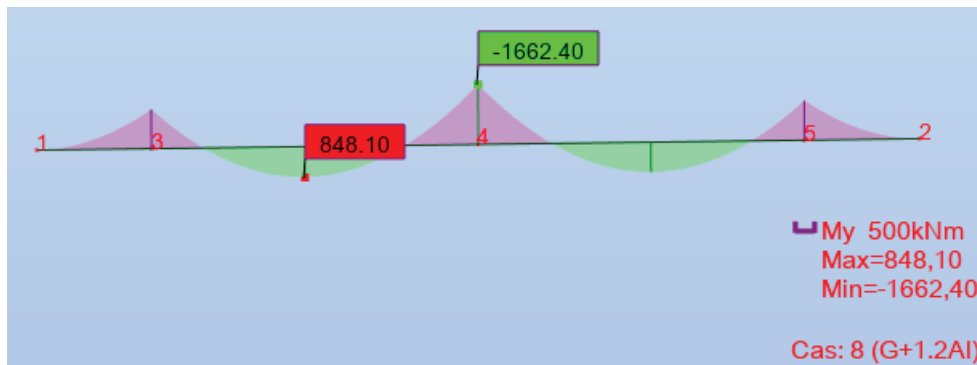


Figure IX. 4 : Les moments $M_{\max ELS}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

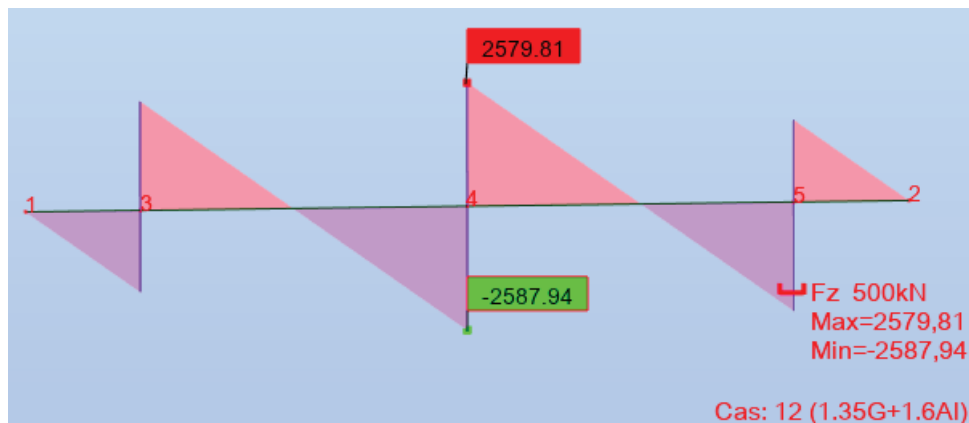


Figure IX. 5 : Les efforts tranchants $T_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

• Armatures transversales :

On a $T_{\max ELU} = 2\ 579.81\ KN$; donc avec Robot expert : 2 Cadres de HA14, esp = 10 cm dans la zone critique et 16 cm dans la zone courante.

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau ci-dessous (voir ANNEXE D).

Tableau IX. 3 : Ferrailage du chevêtre.

Sollicitations	$M_{\max \text{ ELS}}$ (KN.m)	$M_{\max \text{ ELU}}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	Armatures	A'_s (cm ²)	Espacement (cm)
Sur Appui	1 662.40	2 237.29	57,2	12HA25	58.90	20
à mi -Travée	848.10	1 141.39	30	8HA20+4HA16	33.18	20

IX.3.1.2 Dimensionnement à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée**.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur L_t limitée au diamètre du fût.

La Hauteur de chevêtre (selon le guide PP 73 1.2.3) :

$$L_t = \begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t = L_c + \Phi & \text{si } L_c > \Phi + H_c \end{cases}$$

- **Application Numérique :**

Nous avons : $L_c = 2.40 \text{ m}$; $H_c = 1,30 \text{ m}$; $\Phi = 2 \text{ m}$.

D'où : $L_t = L_c = 2,4 \text{ m}$.

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

Avec : C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max (C_1 ; C_2) = R_i \times e$ (C_1 étant le moment de torsion en phase de construction et C_2 le moment de torsion en service).

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$.

b_n : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = \frac{H_c}{6}$

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} ; A_s = \text{Max} (C_1 ; C_2)$$

P : périmètre du chevêtre.

σ_a : contrainte.

- **Application Numérique**

$b_n = 0.22 \text{ m}$; $\Omega = 2.37 \text{ m}^2$; $P = 6.97 \text{ m}$;

$C_1 = 78.89 \text{ KN.m/ml}$; $C_2 = 69.39 \text{ KN.m/ml}$;

$\sigma_a = 333.33 \text{ MPa}$

$A_s = 3.49 \text{ cm}^2$, On opte pour 4 HA12 ($A_s = 4.52$), avec un espacement de 25 cm.

IX.3.1.3 Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 0.92 \text{ MPa} \quad (b_0 = L_c, d = 0.9H_c)$$

$$\tau_b = \frac{c}{2\Omega b_n} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min \{0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} = \min \{3.6 ; 5\text{MPa}\} = 3.6 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 0.85 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 12.96 \text{ MPa} \text{ donc Condition vérifiée.}$$

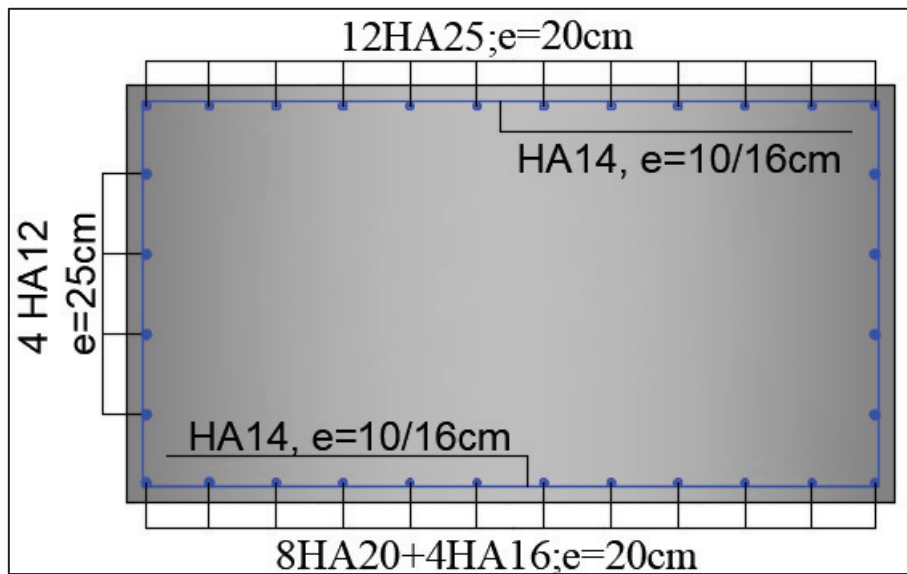


Figure IX. 6 : Ferrailage du chevêtre (Coupe Transversale).

IX.3.2 Etude des Fûts

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations, étant soumise à une flexion composée, ils sont sollicités que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- **Diamètre des colonnes :** $D = 2 \text{ m.}$
- **Entraxe :** $E = 4.9 \text{ m.}$
- **Hauteur moy :** $H = 17.52 \text{ m.}$

IX.3.2.1 Ferrailage des fûts

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE E.**

Les résultats de ferrailage sont les suivants :

Tableau IX. 4 : Ferrailage des fûts de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	As (cm ²)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	N (KN)	4 722.58	6 366.06	314.2	40	32	15
	M (KN.m)	2 692.45	2 753.75				
Transversale	N (KN)	107.87	146.32	6.79	2	16	20 (z.courante)
		12,5(z.critique)					

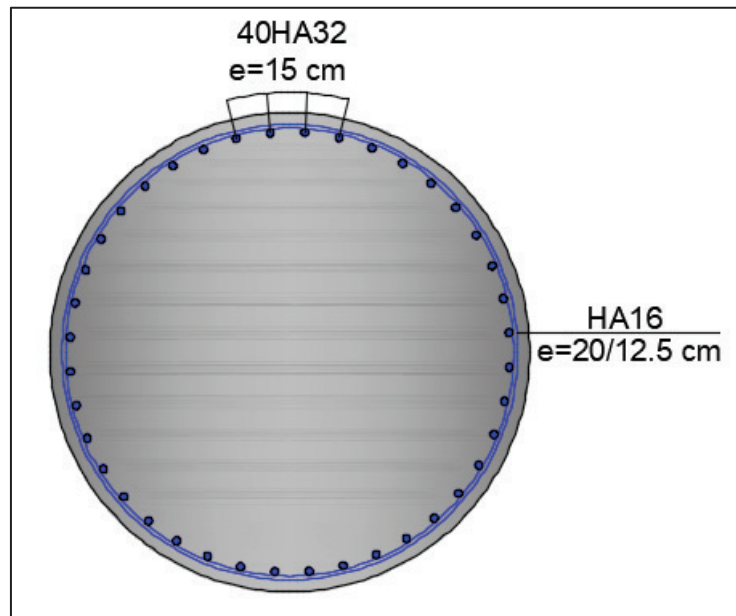


Figure IX. 7 : Ferrailage du fut.

IX.3.3 Etude des Pieux

IX.3.3.1 Nombre de pieux

Nous avons supposé 03 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : $N = 12$ pieux.

IX.3.3.2 Actions sur les pieux

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{b} \times \mathbf{C}_u}{4EI}}$$

Avec : \mathbf{b} : diamètre du pieu ; $\mathbf{b} = 1,2$ m.

\mathbf{C}_u : Module de réaction du sol ; $\mathbf{C}_u = 30$ MN/m³.

\mathbf{E} : Module d'élasticité du béton ; $\mathbf{E} = 33\ 000$ MPa.

\mathbf{I} : Moment d'inertie du pieu ; $\mathbf{I} = 0.101$.

On aura donc : $\lambda = 0.228$ d'où : $\lambda L = 4.56$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de X_{ϕ}^H et X_{ϕ}^M :

$$\lambda L = 2,32 \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.31 \\ X_{\phi}^M = 1.57 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$M = \frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX. 5 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.

	ELS	ELU
Effort tranchant (KN)	26,97	36,58
Moment fléchissant (KN.m)	98,90	134,15
Effort normal (KN)	1 422,38	2 019,38

IX.3.3.3 Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe D**.

- **Section d'acier : $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$;** donc On prend : **24 HA25** ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$).
- **Cerces transversales : 1 cerce H16** avec $S_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique et $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante.

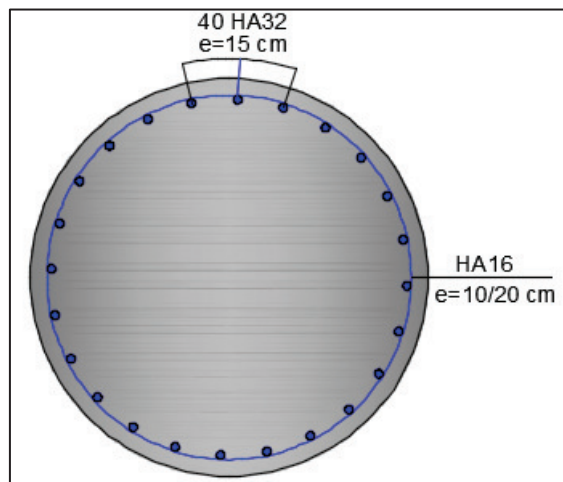


Figure IX. 8 : Ferrailage des pieux.

IX.3.3.4 Ferrailage de la semelle

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau IX. 6 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.

Longueur (m)	13.80
Largeur (m)	9.60
Hauteur (m)	2

Pour son ferrailage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H - 0.1$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.30 < 1.90 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 55.65^\circ \geq 45^\circ \text{ condition vérifiée.}$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

La section d'armature transversale inférieure est donnée par :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

- **Condition normale :**

$$N_{Max-ELS} = 1\,743,14 \text{ KN et } \overline{\sigma_a-ELS} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$D'où : A_{s-ELS} = 35,78 \text{ cm}^2$$

On prend : **12 HA20** (AS = 37.70 cm²)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \varnothing_{\text{pieu}} = 1.90 + 1.20 = 3.10 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } S_t = \frac{\Phi+H}{n-1} = 28.18 \text{ cm On opte pour un espacement de 25 cm.}$$

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{s1} = A_s/2 = 17.89 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : 6 HA20 avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{s2} = A_s/3 = 11.93 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : 12 HA12 avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{s3} = A_s/4 = 8.95 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : 6 HA14 avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures latérales :**

$$A_{s4} = A_s/10 = 3.58 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : 4 HA12 avec } S_t = 40 \text{ cm.}$$

IX.4 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont. Construite à ses deux bords, il s'agit de l'élément qui assure 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.

On distingue trois types :

- **Culées enterrées** : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- **Culées remblayées** : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- **Culées creuses** : sous forme d'une boîte renversée.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- **Un mur frontal** sur lequel s'appuie le tablier.
- **Deux murs en retours** qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- **Un mur de garde grève** destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- **Corbeau** arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- **Dalle de transition** qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

IX.4.1 Pré dimensionnement de la culée

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 7 : Récapitulatif les dimensions des éléments de la culée.

Elément	Dimensions (m)	
Semelle	Longueur	13.80
	Largeur	9.60
	Epaisseur	2.00
Mur frontal	Longueur	13..25
	Hauteur	6.66
	Epaisseur	1.50
Mur garde grève	Longueur	13.25
	Hauteur	2.23
	Epaisseur	0.35
Mur corbeau	Longueur	11.75
	Epaisseur	0.65
Dalle de transition	Longueur	11.55
	Largeur	3.00
	Epaisseur	0.30
Mur en retour	Longueur	7.95
	Hauteur	8.60
	Epaisseur	0.75

IX.4.2 Etude et Ferrailage des Eléments de la Culée

IX.4.2.1 Etude du mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par : les charges permanentes, le poids propre de la superstructure, les poussées des terres, les surcharges sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le mur frontal) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe E**.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS : $M_{\max} = 681.15 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 679.47 \text{ KN.m/ml}$.
- ELS : $T_{\max} = 261.16 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 581.32 \text{ KN/ml}$.
- ELU : $M_{\max} = 914.30 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 932.57 \text{ KN.m/ml}$.
- ELU : $T_{\max} = 352.48 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 749.23 \text{ KN/ml}$.

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 1,5 m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe D**.

- **Section d'acier (coté remblai) :**

$A_s = 15,0 \text{ cm}^2$ Donc on prend : **5 HA20** ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec un espacement **20 cm**.

- **Armature de construction (coté tablier) :**

$A_s = A_s/3 = 5 \text{ cm}^2$; soit : **5 HA12** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

- **Armature transversale :**

$A_s = A_s/4 = 3.75 \text{ cm}^2$; soit : **5 HA12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

IX.4.2.2 Etude du mur garde-grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Force de freinage du camion Bc.

➤ **Evaluation des efforts :**

- **Moment dû aux poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_2 \times L$$

Avec : **H** : Hauteur des remblais ; **H = 2,23 m**

K_a : coefficient de poussée des terres ; **K_a = 0,33**

L : longueur des remblais ; **L = 1 m**.

- **Application Numérique :**

P = 15.59 KN/ml D'où : M_{p-ELS} = 11.59 KN.m/ml M_{p-ELU} = 15.64 KN.m/ml

- **Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrières de **6t** de deux camions Bc accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la force arrière du mur garde grève.

On remplace les **6t** par une charge uniforme équivalente de **12t** répartie sur un rectangle (**0.25×0.75**) m², et ceci, à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

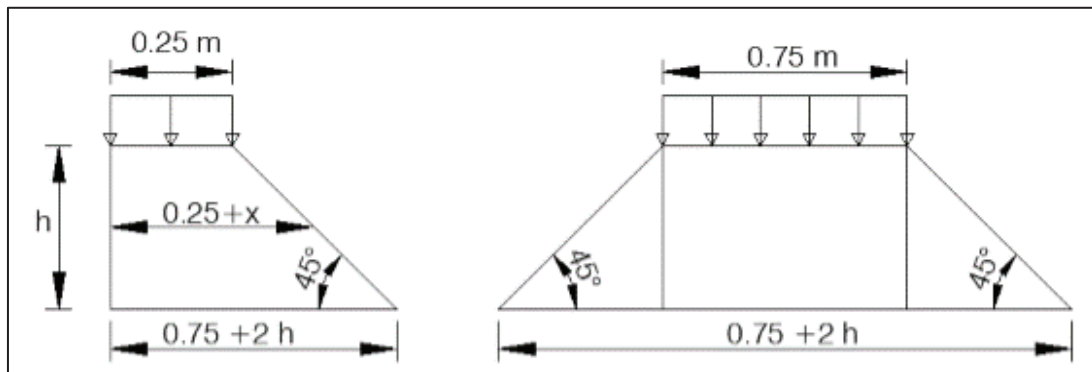


Figure IX. 9 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec : γ : Coefficient de pondération ; $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $\gamma = 1,2$ à l'ELS.

b_c : Coefficient de pondération du système Bc.

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur du mur garde-grève.

- **Application Numérique :**

$K = 0,51$ à l'ELS et $K = 0,68$ à l'ELU.

La valeur de M_p/K est explicitée dans le Tableau ci-dessous pour différente valeurs de h :

Tableau IX. 8 : Valeurs de M_p/K selon h .

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k (t,m/ml)$	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Avec interpolation : $2,00 \text{ m} < h = 2,23 \text{ m} < 2,50 \text{ m}$ on aura : $M_p/K = 7.96 \text{ KN.m/ml}$

D'où : $M_{p-ELS} = 40.60 \text{ KN.m/ml}$ et $M_{p-ELU} = 54,13 \text{ KN.m/ml}$.

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

Seul l'effet d'une roue de **6t** est considéré, et le moment dû au freinage est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h} \text{ avec : } P = 60 \text{ KN et } \mu = 1,6 \text{ à l'ELU et } 1,2 \text{ à l'ELS.}$$

Donc les moments maximaux sollicitant le mur garde-grève à l'ELU et à l'ELS sont :

$$M_{p-ELS} = 90.90 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 68.18 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage du mur garde-grève :**

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 0,26 m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

- **Section d'acier (coté remblai) :**

$A_s = 27.1 \text{ cm}^2$ Donc on prend : 6 HA25 ($A_s = 29,45 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

- **Armature de construction (coté tablier) :**

$A_s = A_s/3 = 9.03 \text{ cm}^2$; soit : 6 HA16 ($A_s = 12,06 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

- **Armature transversale :**

$A_s = A_s/4 = 6.78 \text{ cm}^2$; soit : 6 HA12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

IX.4.2.3 Etude de la 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.

La dalle de transition est supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Les charges qui agissent sur cette dernière sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 9 : Charges agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	6.25	7.03	9.38
Revêtement	2.00	2.25	3.00
Remblai	14.06	15.82	21.09
Surcharges	10.00	11.25	15.00

Donc les efforts maximaux sollicitant la dalle de transition sont :

à l'ELS : $M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 38.60 \text{ KN.m/ml}$

$$V_{ser} = V_G + 1,2V_Q = 51.47 \text{ KN/ml}$$

à l'ELU : $M_{ult} = 1,35M_G + 1,6M_Q = 51.88 \text{ KN.m/ml}$

$$V_{ult} = 1,35V_G + 1,6V_Q = 69.18 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de transition :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe D**.

- **Section d'acier :**

$A_s = 6.7 \text{ cm}^2$ Donc on prend : **4 HA16** ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

- **Armature de construction :**

$A_s = A_s/3 = 2.23 \text{ cm}^2$; soit : **4 HA12** ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales :**

$A_s = A_s/4 = 1.68 \text{ cm}^2$; soit : **4 HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

IX.4.2.4 Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à sa réaction.

➤ **Evaluation des efforts :**

- **Réaction due au poids des charges permanentes :**

Elle est donnée par la relation suivante : $R_{cp} = \frac{q_{cp} \times L}{2}$

Avec : $q_{cp} = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p-dalle_de_transition}$

L : Longueur de la dalle de transition ; **L = 3 m**.

Donc $R_{cp} = 33.47 \text{ KN/ml}$.

- **Réaction des surcharges sur remblai :**

Elle est donnée par la relation suivante : $R_{sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2}$

Avec : $q_{sur} = 10 \text{ KN/ml}$

L : Longueur de la dalle de transition ; **L = 3 m**.

Donc $R_{cp} = 15,00 \text{ KN/ml}$.

Donc les réactions maximales sollicitant le corbeau d'appui à l'ELU et à l'ELS sont :

$$R_{ser} = R_G + 1,2R_Q = 48.47 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ult} = 1,35R_G + 1,6R_Q = 69.18 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage du corbeau d'appui :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

- **Section d'acier :**

$A_s = 10.1 \text{ cm}^2$ Donc on prend : **4 HA20** ($A_s = 12,57 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20 cm**.

- **Armature de construction :**

$A_s = A_s/3 = 3.37 \text{ cm}^2$; soit : **4 HA12** ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$)

IX.4.2.5 Etude du mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

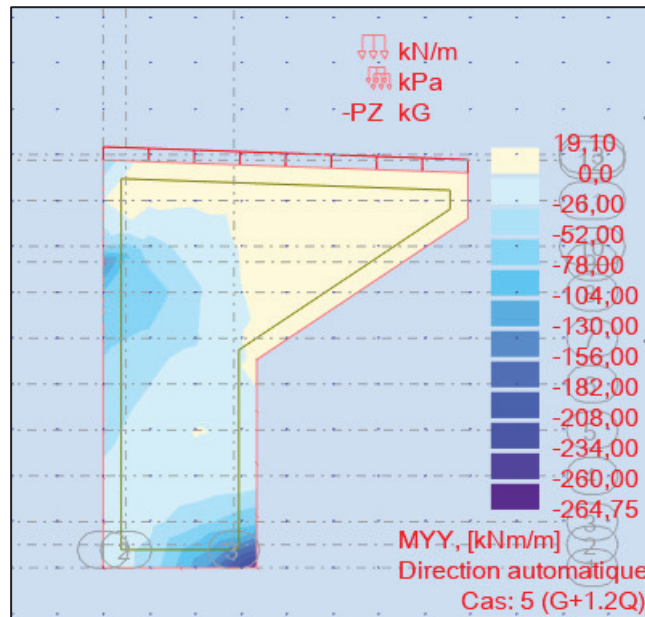


Figure IX. 10 : Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.

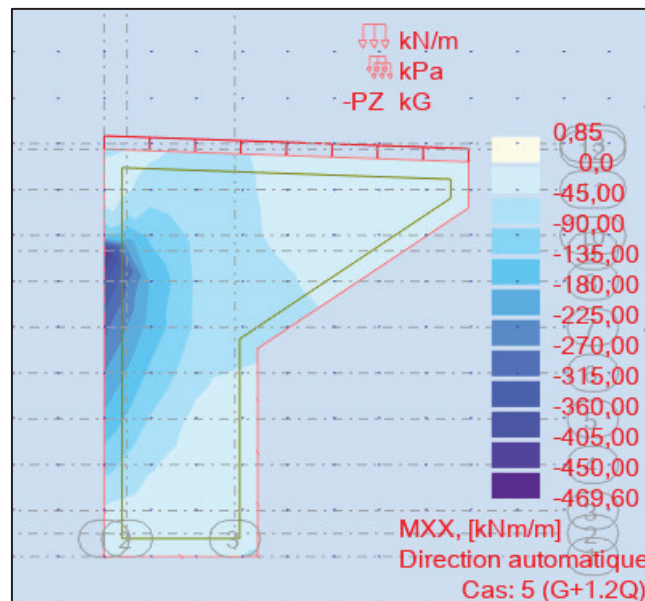


Figure IX. 11 : Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.75) m en flexion composée. Sachant que :

➤ Résultats à l'ELS :

$$M_{XX} = 315 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{YY} = 208 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Le ferrailage horizontal :

• Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 19.6 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour **5 HA25/ml** ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

• Armatures de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 6.53 \text{ cm}^2$; Donc on opte pour **5 HA14/ml** ($A'_s = 7.70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

➤ Le ferrailage vertical :

• Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 12.8 \text{ cm}^2$; Donc on opte pour **5 HA20 /ml** ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25 cm.

• Armature de constructions :

$A'_s = A_s/3 = 4.27 \text{ cm}^2$; Donc on opte pour **5 HA12 /ml** ($A'_s = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

IX.4.3 Etude des Pieux

IX.4.3.1 Nombre de pieux

Nous avons supposé 03 files de 04 pieux chacune, donc un nombre total : **N = 12 pieux.**

IX.4.3.2 Actions sur les pieux

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$$

Avec : **b** : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m.**

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u = 30 MN/m³.**

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 33 000 MPa.**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0.101.**

On aura donc : $\lambda = 0.228$ d'où : $\lambda L = 4.56$ (L étant la longueur du pieu).

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de X_ϕ^H et X_ϕ^M :

$$\lambda L = 2,32 \begin{cases} X_\phi^H = 1.31 \\ X_\phi^M = 1.57 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$M = \frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX. 10 : Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.

	ELS	ELU
Effort tranchant (KN)	425.50	574.09
Moment fléchissant (KN.m)	1 560.44	2 105.35
Effort normal (KN)	1 265.75	1 831.37

IX.4.3.3 Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** (voir **Annexe D**)

- **Section d'acier : $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$;** donc On prend : **24 HA25** ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$).
- **Cerces transversaux : 1 cerce H16** avec $S_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique et **20 cm** dans la zone courante.

IX.4.3.4 Ferrailage de la semelle

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau IX. 11 : Les caractéristiques géométriques de la semelle.

Longueur (m)	13.80
Largeur (m)	9.60
Hauteur (m)	2

Pour son ferrailage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H - 0.1$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.30 < 1.90 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 55.65^\circ \geq 45^\circ \text{ condition vérifiée.}$$

Donc La Méthode des bielles est applicable.

La section d'armature transversale inférieure est donnée par :

$$A_s = \frac{N_{\text{Max}}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

- **Condition normale :**

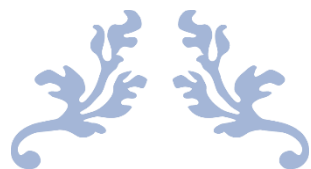
$$N_{\text{Max-ELS}} = 1\,864,91 \text{ KN et } \bar{\sigma}_{a\text{-ELS}} = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{s\text{-ELS}} = 38,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 13 \text{ HA20 } (A_s = 40.84 \text{ cm}^2)$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1.90 + 1.20 = 3.10 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } S_t = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 28.18 \text{ cm On opte pour un espacement de } 25 \text{ cm.}$$



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études a été une opportunité précieuse pour mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus d'ingénieur. Nous avons pu approfondir notre compréhension du domaine des travaux publics, en particulier des ouvrages d'art et du béton précontraint. Nous avons également bénéficié d'un encadrement de qualité, ce qui nous a permis d'étudier le projet dans le respect des normes de calcul de résistance et de réalisation.

L'étude d'un projet demande en premier lieu, avant tout calcul de faire appel à une bonne conception au bon sens, à l'équilibre statique qu'il doit être assuré ; que chaque pièce parait correctement dimensionnée, qu'il n'existe aucune discontinuité dangereuse et que les efforts se transmettent convenablement d'un élément à un autre élément, et que chaque élément de l'ouvrage satisfait strictement aux conditions de résistance imposées.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une idée sur le calcul des ouvrages en béton précontraint et d'améliorer nos connaissances, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA, Eurocodes...etc...). Et par la suite de pouvoir utiliser les logiciels du domaine tels que l'AUTOCAD, Robot, OpenBridge ainsi que le Microsoft Office.



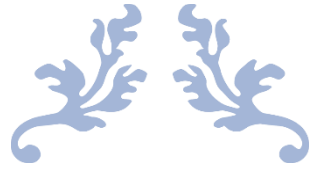
BIBLIOGRAPHIE



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BELAOURA. Cours de Béton Armé & Béton Précontraint, ENSTP 2019/2020.
- [2] BEN ABBI Tinhinane, *Conception et étude de viaduc V1 du PK 6+728 au PK 6+973 de la pénétrante de Tizi Ouzou*, Mémoire PFE, ENSTP, 2020/2021.
- [3] CHAMI Said, *Conception et étude du viaduc V18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou*, Mémoire PFE, ENSTP, 2019/2020.
- [4] Fascicule n° 62 - Titre I - Section I : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*, Cahier des Clauses Techniques Générales – Avril 1999.
- [5] Fascicule n° 62 - Titre I - Section II : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99*, Cahier des Clauses Techniques Générales – Avril 1999.
- [6] Fascicule n° 62 - Titre V : *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil*, Cahier des Clauses Techniques Générales – 1993.
- [7] Guide de conception : *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Document SETRA – Juin 2003.
- [8] Guide de conception : *Ponts courants en zone sismique*, Document SETRA – Janvier 2000.
- [9] Guide de conception : *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Document SETRA – Mars 1990.
- [10] Guide de conception : *Ponts à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)*, Document SETRA – Février 1996.
- [11] Guide technique : *Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, Document SETRA – Juillet 2007.
- [12] Guide technique : *Appuis des tabliers*, P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2, SETRA – Octobre 1977.
- [13] OpenBridge Designer, <https://www.bentley.com>, Bridge design software, version 2022.
- [14] RCPR, *Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes*, Document technique réglementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie – Juin 2009.
- [15] RPOA, *Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Document technique réglementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie – 2008.
- [16] ZIGURAT, Block 2: Bridges & Tunnels, Module 4, *Bridge BIM Modelling*, Global Institute of Technology, Barcelone, Espagne, 2020.
- [17] ZOURGUI HEMAIDI Nadjib, *Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre*, ENSTP 2019/2020.



ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES



ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES


FORMATIONS LITHOLOGIQUES DU SITE

Sondage	PK	Prof. (m)	Nature
S-410	Entre 11+220 et 11+240	0-0.3	Terre végétale
		0.3-5.6	Argile sableuse et graveleuse (graviers sub-arrondis) avec quelque concrétion est noirâtre
		5.6-12	Cailloux et graviers subarrondis (D=5cm) de nature essentiellement gréseuse et schisteuse, avec une matrice sableuse
BH 48	11+195	0-1	Argile sableux Marron clair, légèrement à modérément cimenté, localement graveleux
		1-25	Gravier Gris - beige, de taille moyenne à grossière, gravier subangulaire à subarrondies légèrement cimenté.
BH-48-A	11+202	0-1	Argile Sableux Marron clair, modérément cimenté, localement graveleux
		1-30	Gravier Gris au marron, de taille moyenne à grossière, gravier subangulaire à subarrondies légèrement cimenté.
BH-48-B	11+236	0-25	Gravier Gris - beige, de taille moyen à grossière, gravier subangulaire à subarrondies légèrement cimentés par l'argile.
BH 49	11+274	0-30	Gravier Gris - beige, de taille moyenne à grossière, gravier subangulaire à subarrondies légèrement cimentés par l'argile.
BH 50	11+313	0-1	Argile Sableux Marron clair, modérément cimenté, localement graveleux
		1-25	Gravier Gris au marron, de taille moyen à grossière, gravier subangulaire à subarrondies légèrement cimenté.

Formations lithologiques du site

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE

		COUPE DE SONDAGE				Référence du dossier				
CLIENT: Euroestudios		DATE DE REALISATION : 29/12/2010								
PROJET: 4ème rocade d'Alger		SONDAGE N°: 5410								
PROFOND. (m)	COUCHE stratigraphique	DESCRIPTION DE LA COUCHE	ESSAI			ECHANTILLONS			NIVEAU d'EAU (m)	
			D (mm)	ETAT	R.Q.D.	RECLUP %	TCHIAN	COTE (mm)		S.P.T N°
0,00 à 0,3		0,3 Terre Végétale.								
0,3 à 5,80		5,30 Argile sableuse et graveleuse (graviers sub-arrondis) avec quelques concrétion calcaires. La couleur est noirâtre.		C		100	SPT	1,6 2,2	1	13+20
5,80 à 12		6,40 cailloux et graviers subarrondis (D max = 5 cm) de nature essentiellement gréseuse et schisteuse, avec une matrice sableuse.	101	D		90	SPT	4,2 4,8	2	13+19
12		Fin de sondage à 12,00 m de profondeur.								
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
Page n° :			ETAT DE L'ESSAI			ECHANTILLONS				
Coordonnées:			C : Compact			P.C : Prélèvement en Continu				
Echelle:			D : Désintégré			E.P : Echantillon paraffine				
Etablie par :			F : Fragmenté			E.I : Echantillon Intact				
			T : Decanté							
OBSERVATIONS:										

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Client : Euroestudios
 Projet : 4^e Rcade d'Alger
 Sondage : S 410 – Caisse n°01/05
 Profondeur : 0,00 à 2.80 m



Client : Euroestudios
 Projet : 4^e Rcade d'Alger
 Sondage : S 410 – Caisse n°03/05
 Profondeur : 5.60 à 8.00 m



Client : Euroestudios
 Projet : 4^e Rcade d'Alger
 Sondage : S 410 – Caisse n°02/05
 Profondeur : 2.80 à 5.60 m



Client : Euroestudios
 Projet : 4^e Rcade d'Alger
 Sondage : S 410 – Caisse n°04/05
 Profondeur : 8.00 à 10.40 m

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Client : Euroestudios
Projet : 4^{ème} Rociade d'Alger
Sondage : S 410 – Caisse n°05/05
Profondeur : 10.40 à 12.00 m

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

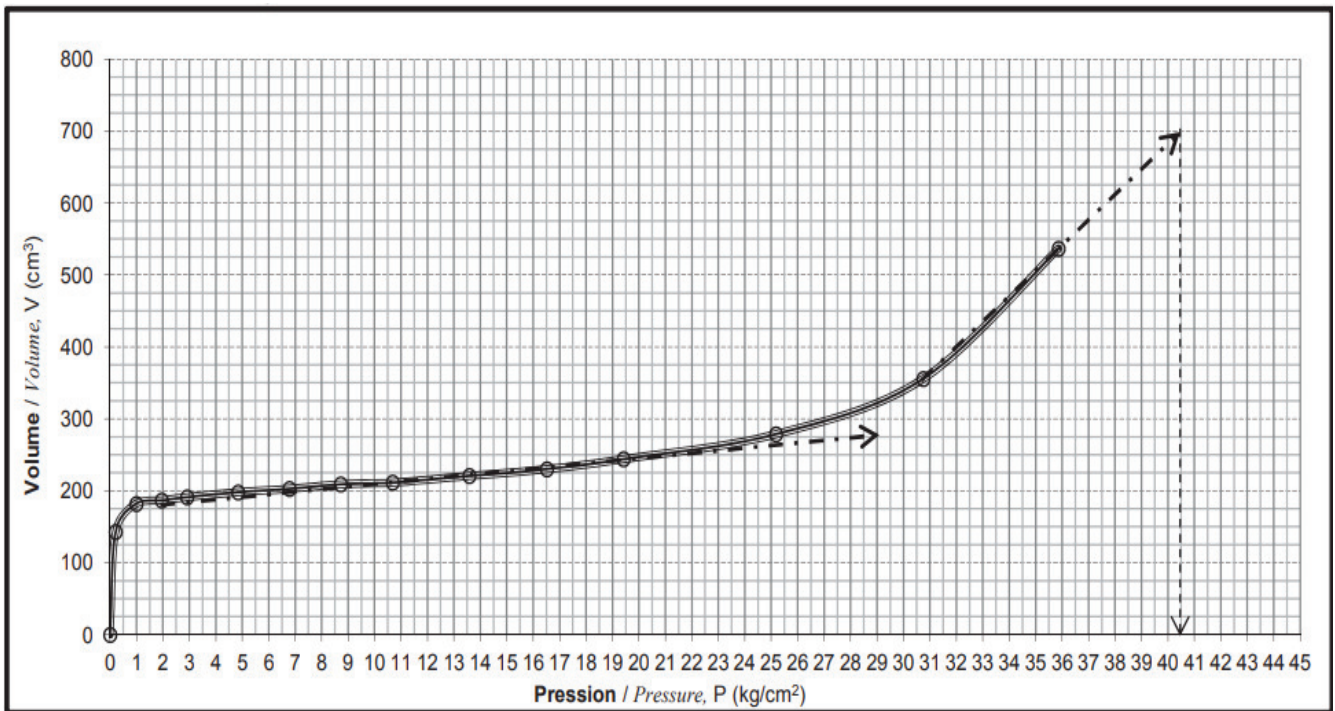
EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

Nom du projet <i>Project Name</i>	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngneur Hanacha Sur 34Km				
Numero du client <i>Client Name</i>				Essai de profondeur m <i>Test Depth</i>	2.00
Numero de forage <i>Borehole Number</i>	BH-48-A	Diamètre de la sonde <i>Diameter of Probe</i>	NX	zero volumetre lecture correspond a V (cm ³) <i>Zero Volumeter Reading Corresponds to V_o</i>	535
Le type de pressiomètre <i>Type of Pressuremeter</i>	Apageo Menard G	Hauteur du manometre <i>Height of Manometer</i>	0.90	La date de l'essai <i>Date of Test</i>	04.11.2015
La norme de l'essai <i>Standart of Test</i>	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) <i>Water Level (GWL)</i>		La date des resultats de l'essai <i>Date of Test Result</i>	07.11.2015

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Incrément <i>Increment</i>	Pression du volumetre <i>Volumeter Pressure</i>	1 min lecture vomumetre <i>1 min. volumeter reading</i>	[2]+ Pression hydrostatique <i>[2]+ Hydrostatic Pressure</i>	Correction du volume <i>Volume Correction</i>	Volume corrigé <i>Corrected Volume</i>	Correction du membrane <i>Mebrane Correction</i>	Pression corrigée <i>Corrected Pressure</i>
	kg/cm ²	cm ³	kg/cm ²	cm ³	cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²
1	0	0	0.09	0.00	0.0	0.0	0.0
2	1	143	1.09	0.00	143.0	0.88	0.21
3	2	182	2.09	0.00	182.0	1.10	0.99
4	3	190	3.09	3.42	186.6	1.14	1.95
5	4	198	4.09	6.89	191.1	1.18	2.91
6	6	212	6.09	14.00	198.0	1.25	4.84
7	8	222	8.09	19.43	202.6	1.30	6.79
8	10	234	10.09	25.00	209.0	1.37	8.72
9	12	240	12.09	28.68	211.3	1.41	10.68
10	15	255	15.09	34.31	220.7	1.50	13.59
11	18	270	18.09	40.07	229.9	1.57	16.52
12	21	290	21.09	45.96	244.0	1.67	19.42
13	27	335	27.09	56.39	278.6	1.91	25.18
14	33	421	33.09	65.39	355.6	2.34	30.75
15	39	610	39.09	73.29	536.7	3.23	35.86

Explication:	Valeurs évaluées / Assessed Values		
	pression limite p_L (kg/cm ²)	40.5	Module d'élasticité E_M (kg/cm ²)

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



P_i (kg/cm ²)	1.95	V_i (cm ³)	186.6	ΔP (kg/cm ²)	17.47	effectueé par experience	
P_f (kg/cm ²)	19.42	V_f (cm ³)	244	ΔV (cm ³)	57.4	APPROUVE	

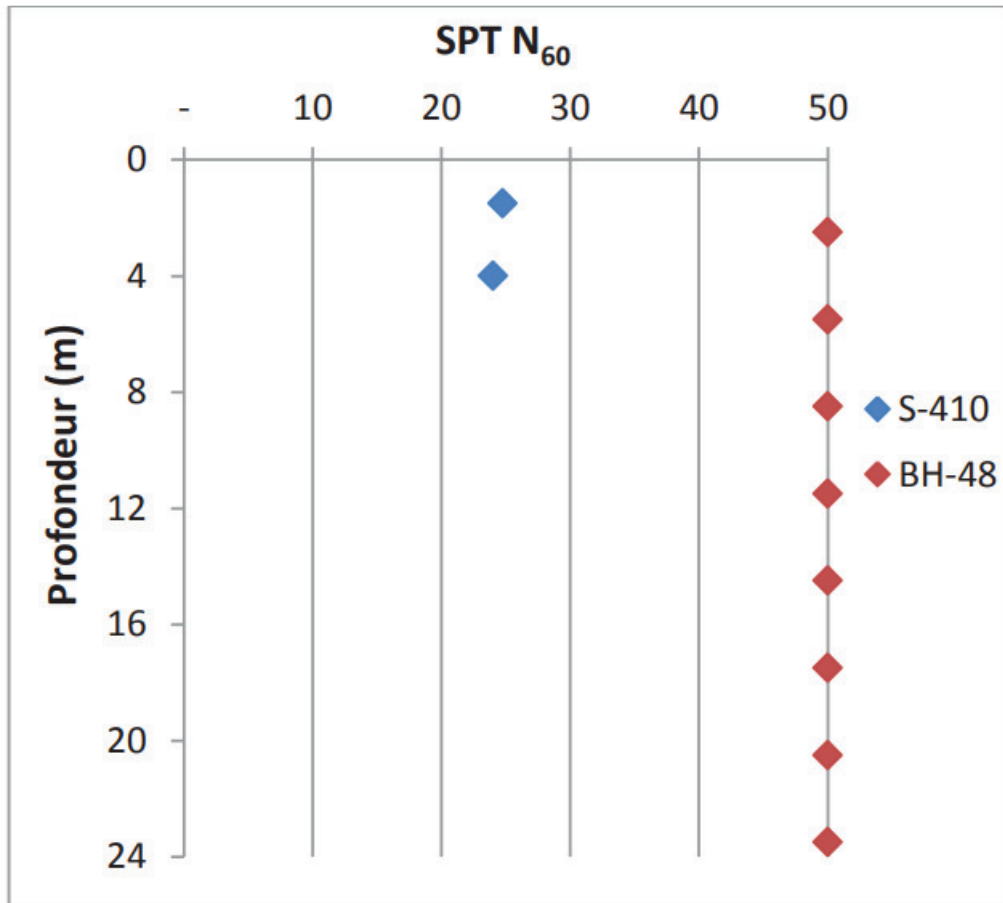
Courbe du pressiomètre corrigée

Profondeur (m)	P_L (kg/cm ²)	E_P (kg/cm ²)
2,00	40,5	607
4,00	≥ 50	2275
6,00	≥ 50	838
8,00	≥ 50	2224
10,00	23,5	314
12,00	46	3967
14,00	≥ 50	661
16,00	24,5	422
18,00	32	246
20,00	≥ 50	1192
22,00	≥ 50	924
24,00	≥ 50	1026
26,00	≥ 50	1203
28,00	≥ 50	2580
30,00	≥ 50	5448

Résultats des Tests de Pressiomètre du forage n° BH-48A

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

LES RESULTATS D'ESSAIS DE PENETRATION STANDARD



Variation de la Valeur SPT N₆₀ en Profondeur



ANNEXE B
REPARTITION
TRANSVERSALE DUE AUX
SURCHARGES



ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

B.1 CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET)

Théta=0.70		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216	
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809	
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618	
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282	
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464	

Théta=0.75		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126	
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074	
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577	
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292	
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762	

Théta=0.73		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-0,1794	0,44354	1,06016	1,60304	1,8622	1,60304	1,06016	0,44354	-0,1794	
b/4	-0,45536	0,0402	0,55518	1,09824	1,60304	1,85604	1,61238	1,10606	0,53892	
b/2	-0,48594	-0,1823	0,14926	0,55518	1,06016	1,61238	2,01618	2,04106	1,91174	
3b/4	-0,41168	-0,3113	-0,1823	0,0402	0,44354	1,10606	2,04106	3,10722	4,06532	
b	-0,31032	-0,41168	-0,48594	-0,45536	-0,1794	0,53892	1,91174	4,06532	6,85188	

Théta=0.70		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708	
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461	
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262	
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668	
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395	

Théta=0.75		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667	
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233	
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456	
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628	
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462	

Théta=0.73		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,65056	0,79162	0,98422	1,2134	1,35128	1,2134	0,98422	0,79162	0,65056	
b/4	0,41798	0,53296	0,69908	0,93514	1,2134	1,40434	1,32472	1,15692	1,01282	
b/2	0,275	0,3638	0,49588	0,69908	0,98422	1,32472	1,59522	1,6138	1,55088	
3b/4	0,1896	0,25878	0,3638	0,53296	0,79162	1,15692	1,6138	2,05136	2,29904	
b	0,1342	0,1896	0,275	0,41798	0,65056	1,01282	1,55088	2,29904	3,22928	

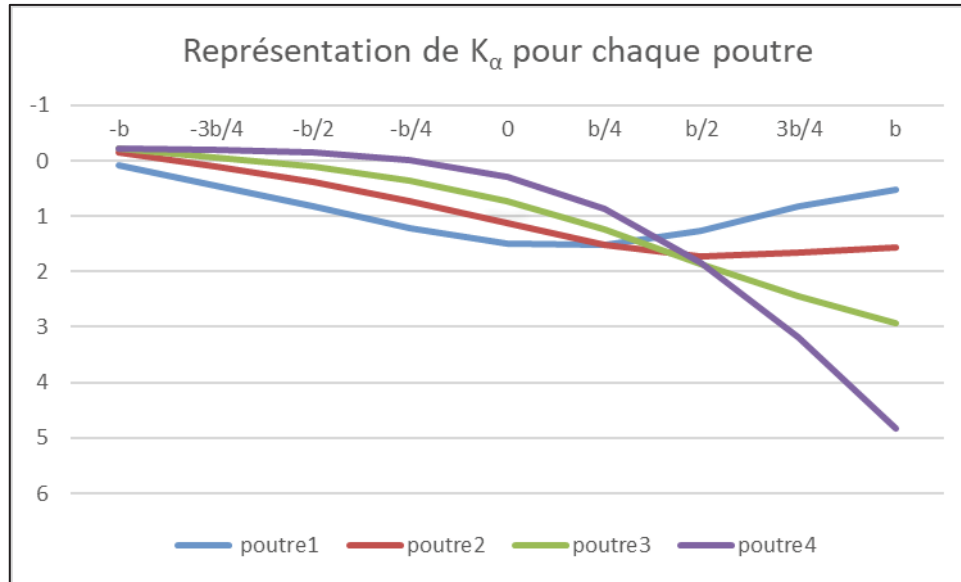
B.1.1 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$:

K (alpha)	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,22117824	0,62195344	1,032488	1,40670208	1,59079232	1,40670208	1,032488	0,62195344	0,22117824
b/4	-0,0741501	0,26590368	0,63110832	1,0275104	1,40670208	1,61516544	1,47209744	1,00318896	0,81335808
b/2	-0,1907845	0,04284176	0,30596848	0,63110832	1,032488	1,47209744	1,80862768	1,86901168	1,822124
3b/4	-0,2200874	-0,103556	0,04284176	0,26590368	0,62195344	1,15678896	1,86901168	2,64667568	3,3112704
b	-0,2199965	-0,2200874	-0,1907845	-0,0741501	0,22117824	0,81335808	1,822124	3,3112704	5,18302816

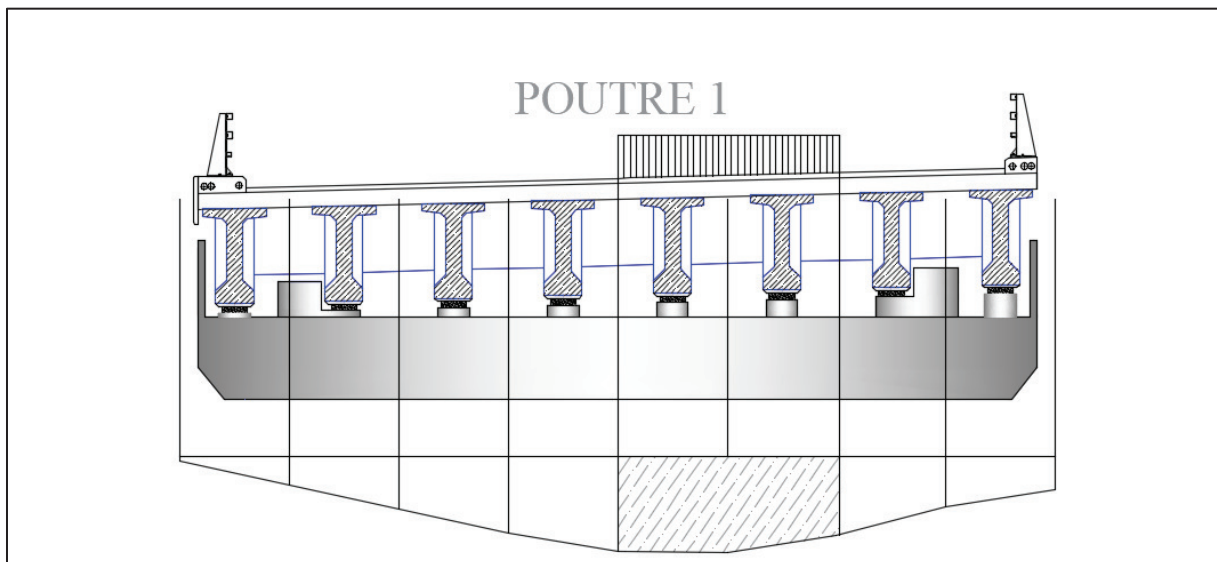
ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

B.1.2 Coefficient K_α pour chaque poutre

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,07351408	0,44392856	0,83179816	1,21710624	1,4987472	1,51093376	1,25229272	0,8125712	0,51726816
P2	-0,1616259	0,09860724	0,38725344	0,73020884	1,12604152	1,50786444	1,72449512	1,652556	1,56993252
P3	-0,2127616	-0,0669566	0,10862344	0,35720484	0,72458708	1,23561608	1,85391568	2,45225968	2,9389838
P4	-0,2200142	-0,1974104	-0,1453209	-0,0079757	0,29916894	0,8801896	1,83124833	3,18194052	4,8187848

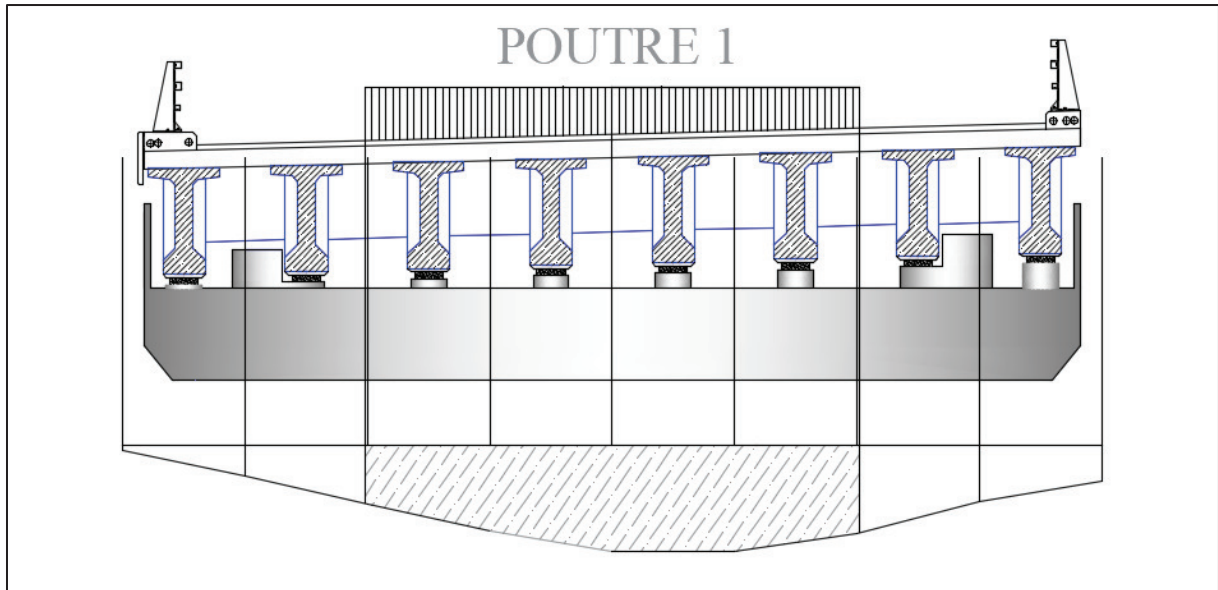


B.1.3 Surcharges AL

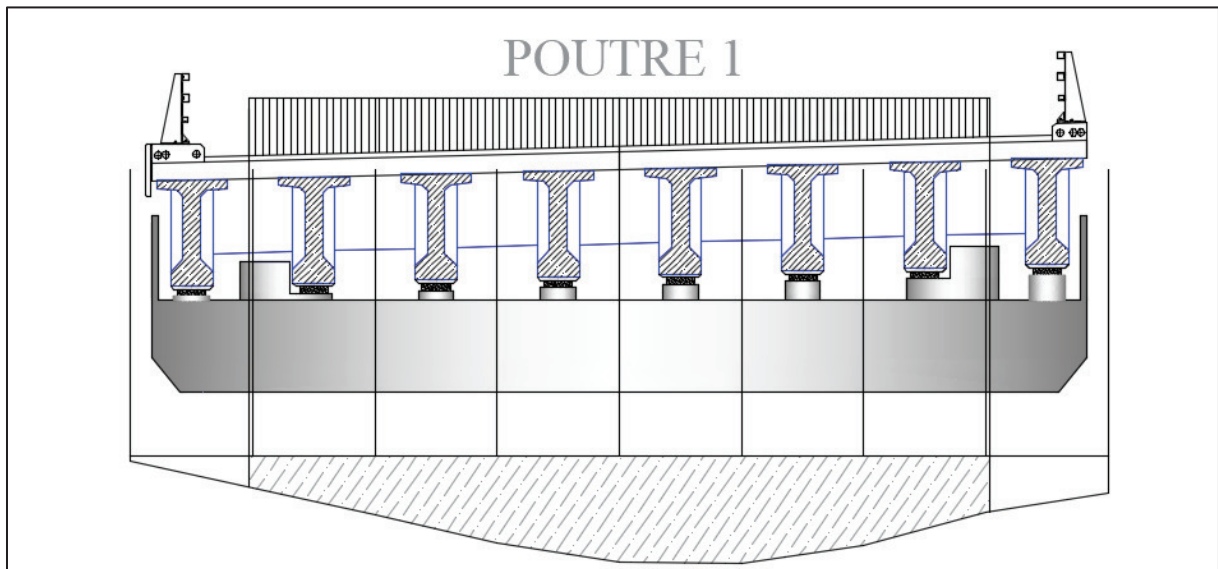


Surface de la surcharge AL pour une voie.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES



Surface de la surcharge AL pour deux voies.

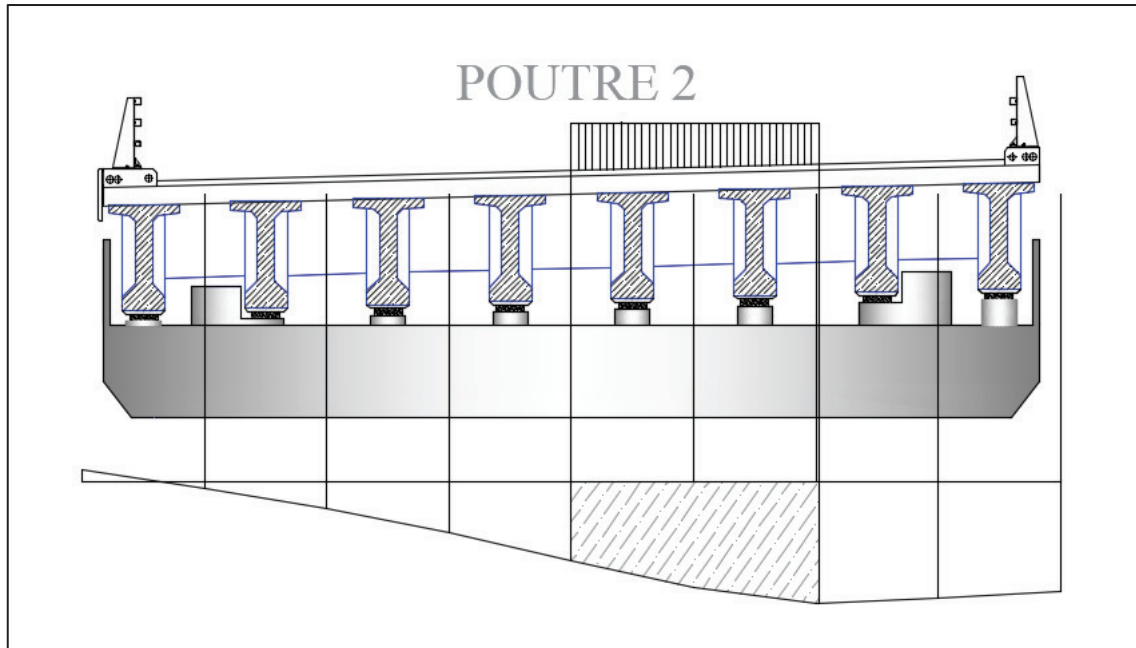


Surface de la surcharge AL pour trois voies.

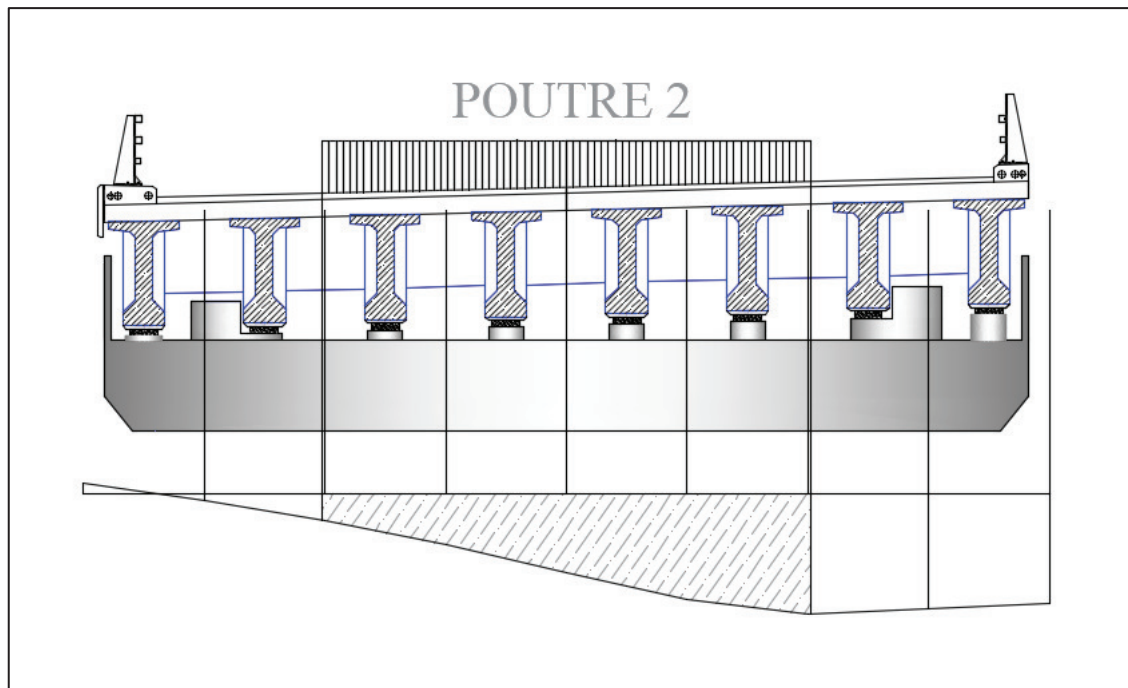
- Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1

Poutre 1		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	4,56	3,5	1,441
	Deux voies	8,38	7,00	1,314
	Trois voies	11.52	10.5	1,149

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

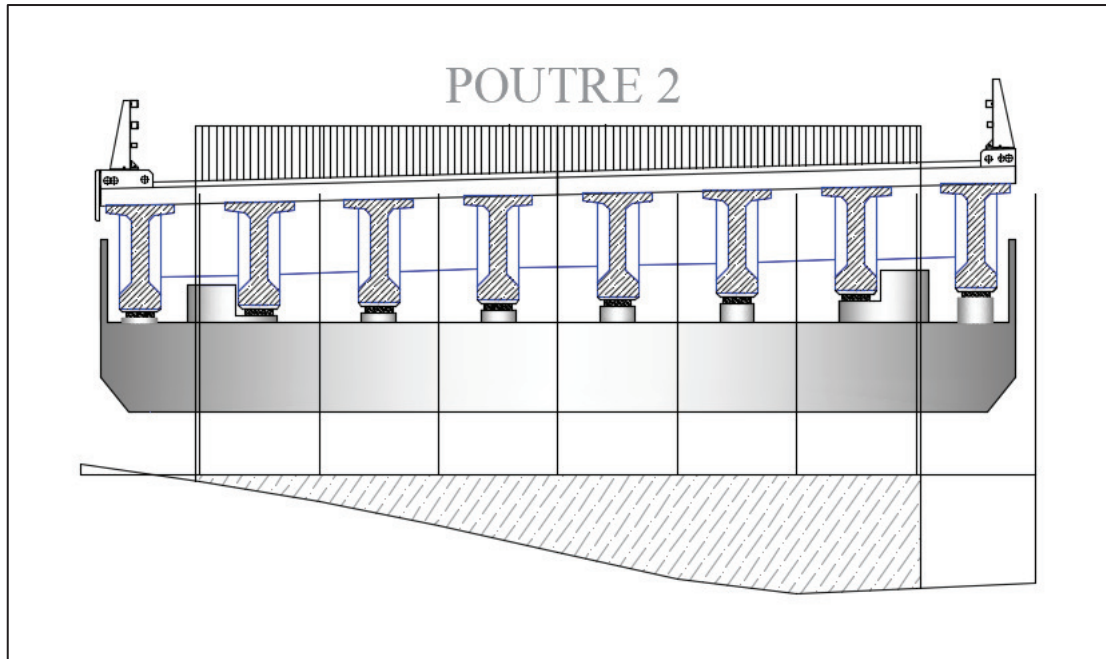


Surface de la surcharge AL pour une voie.



Surface de la surcharge AL pour deux voies.

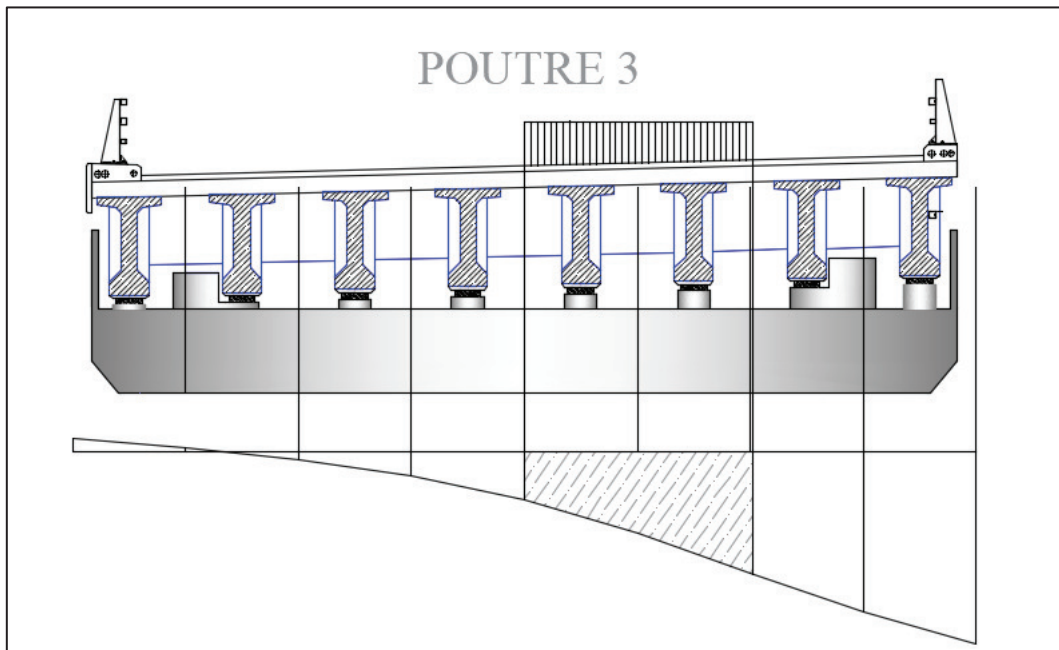
ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES



Surface de la surcharge AL pour trois voies.

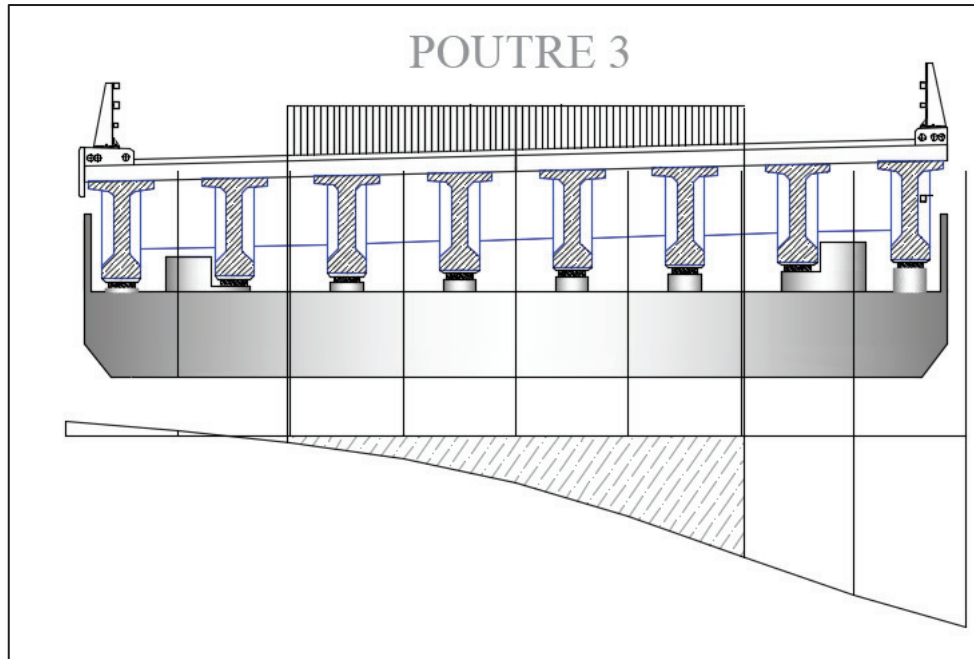
- Valeur de K_{amoy} pour la poutre 2

Poutre 2		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	5.1433	3,5	1,4695
	Deux voies	7.7309	7,00	1.1044
	Trois voies	11.0928	10.5	1.0565

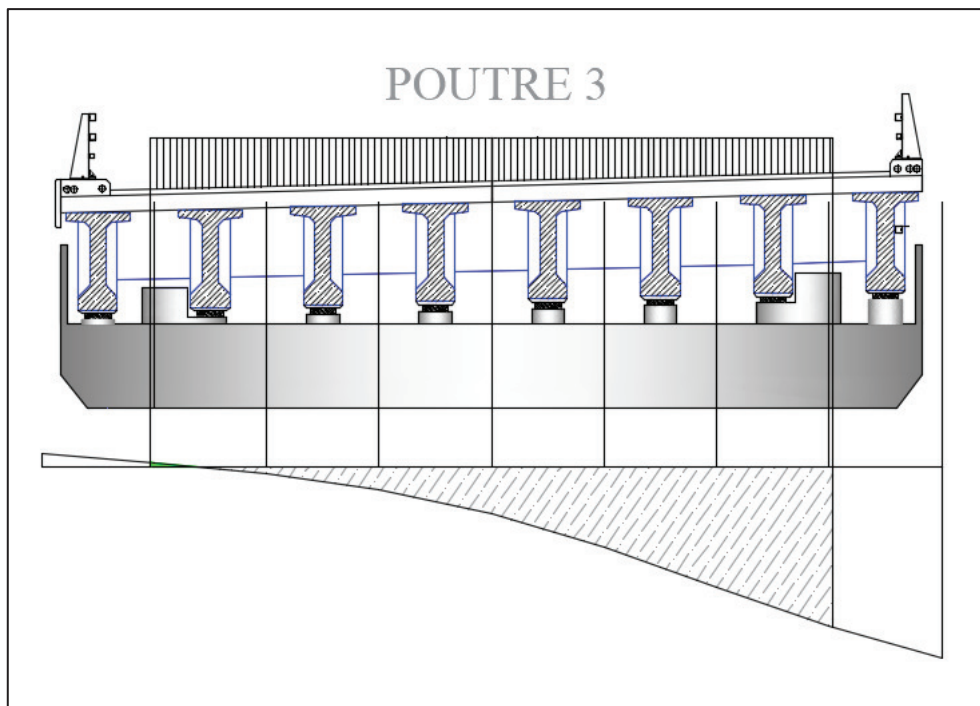


Surface de la surcharge AL pour une voie.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES



Surface de la surcharge AL pour deux voies.

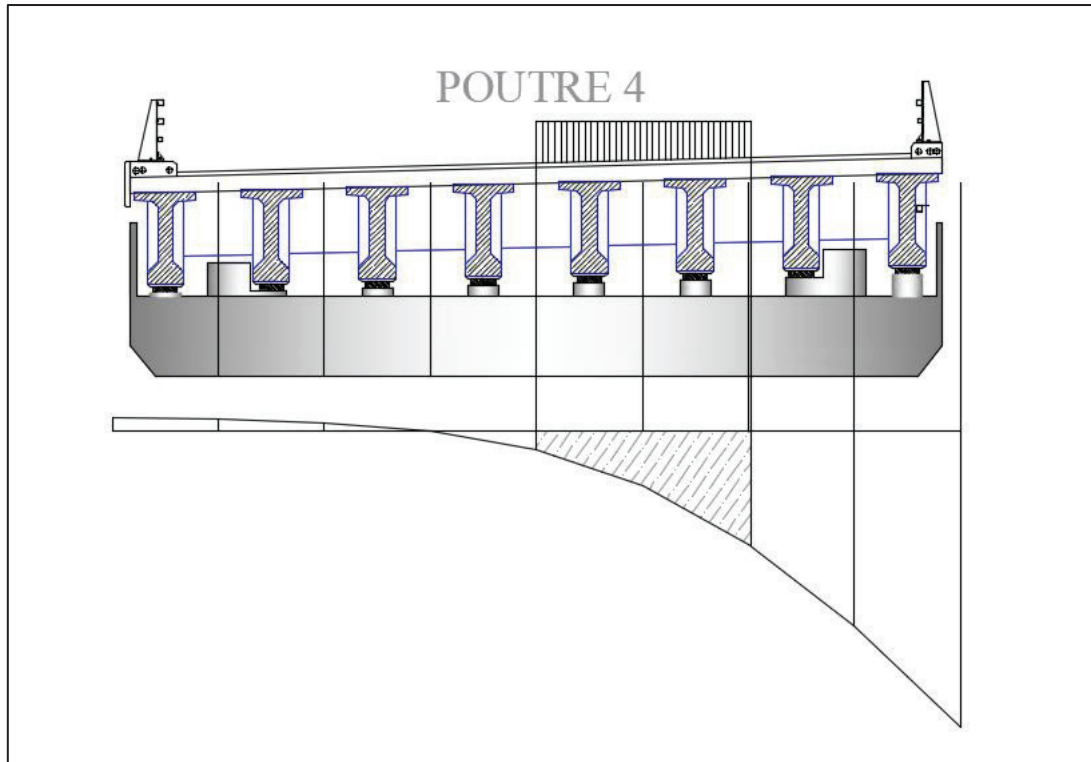


Surface de la surcharge AL pour trois voies.

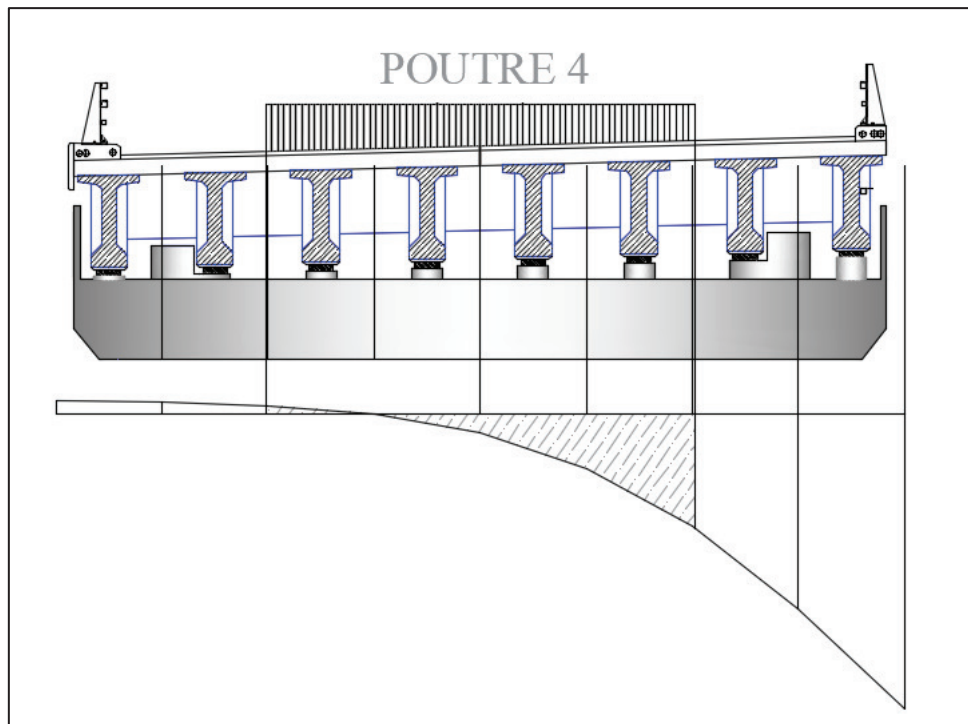
- Valeur de K_{amoy} pour la poutre 3

Poutre 3		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	4,4424	3,5	1,269
	Deux voies	5,7784	7,00	0,825
	Trois voies	9,6566	10,5	0,9197

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

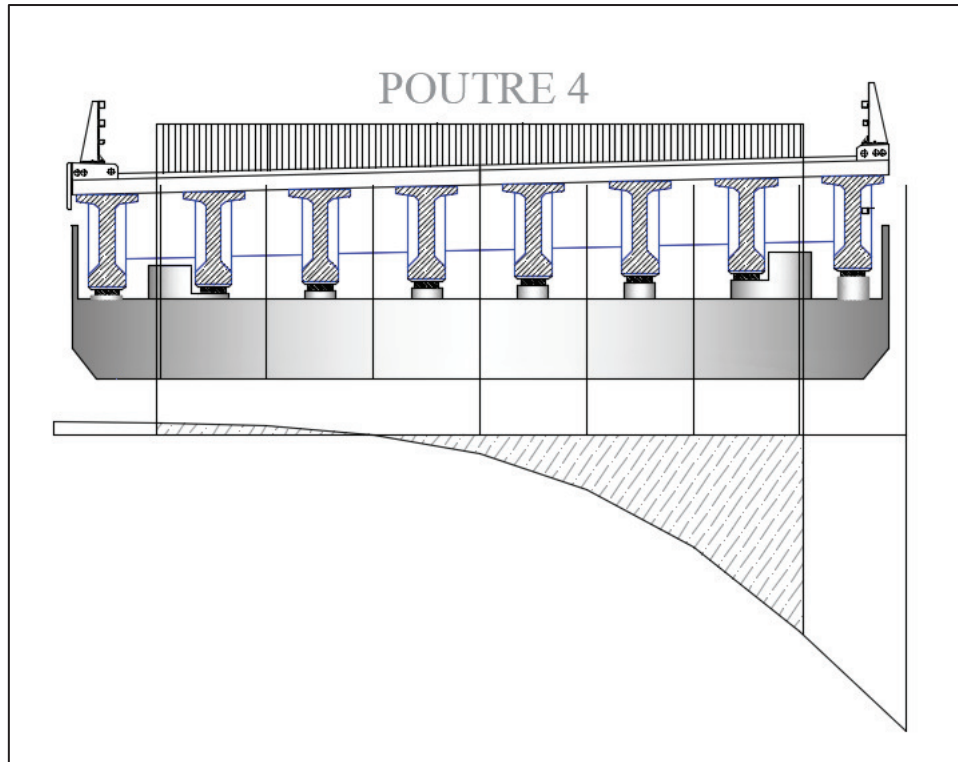


Surface de la surcharge AL pour une voie.



Surface de la surcharge AL pour deux voies.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

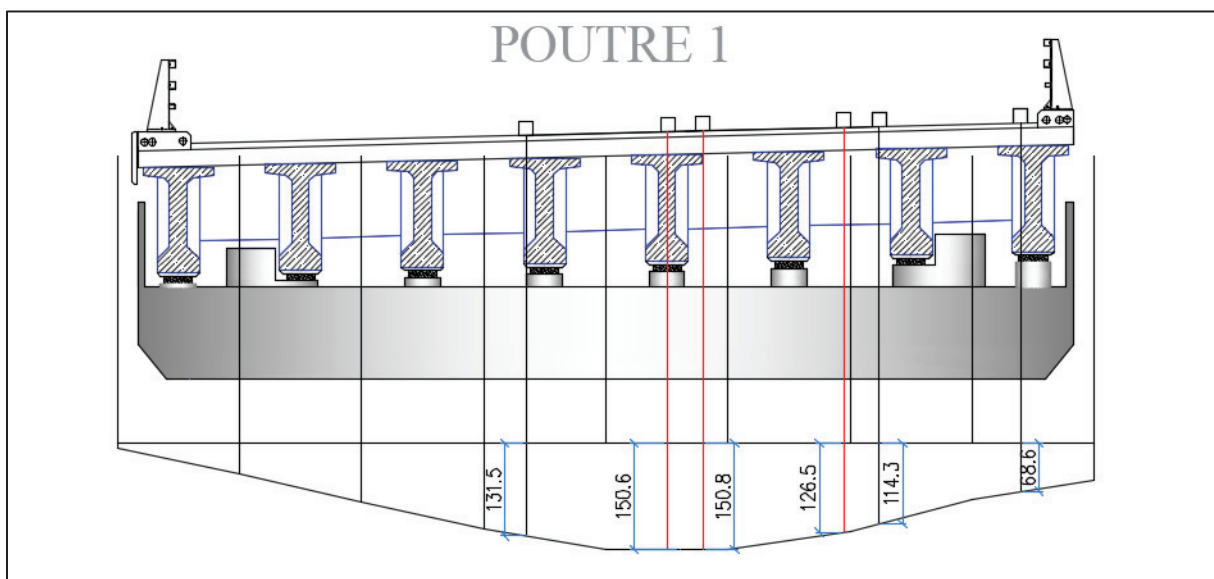


Surface de la surcharge AL pour trois voies.

- Valeur de K_{amoy} pour la poutre 4

Poutre 4		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	3.4394	3,5	0,983
	Deux voies	3,8301	7,00	0,547
	Trois voies	8.5879	10.5	0.818

B.1.4 Surcharge Bc



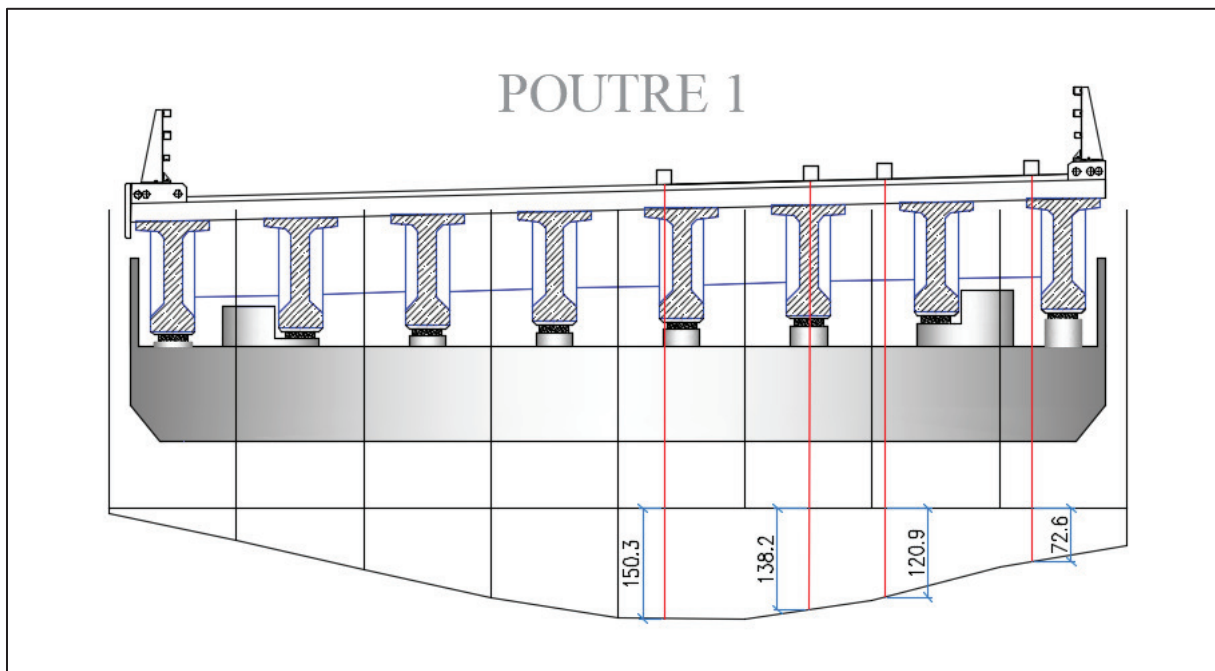
ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour TROIS voies.

- Kamoy pour chaque poutre sous charge Bc

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour une voie								
K1	0,69	1,62	2,65	3,83	0,915	1,665	2,325	2,995
K2	1.14	1,71	2	2,16				
Pour deux voies								
K1	0,69	1,62	2,65	3,83	1,1525	1.6175	1,9	2,1325
K2	1.14	1,71	2	2,16				
K3	1.27	1.71	1,82	1,78				
K4	1,51	1,43	1,13	0.76				
Pour trois voies								
K1	0,69	1,62	2,65	3,83	1,2383	1,4283	1,51	1,5367
K2	1.14	1,71	2	2,16				
K3	1.27	1.71	1,82	1,78				
K4	1,51	1,43	1,13	0.76				
K5	1,5	1,32	0.98	0,59				
K6	1,546	0,774	0.48	0,1				

B.1.5 Surcharge Bt



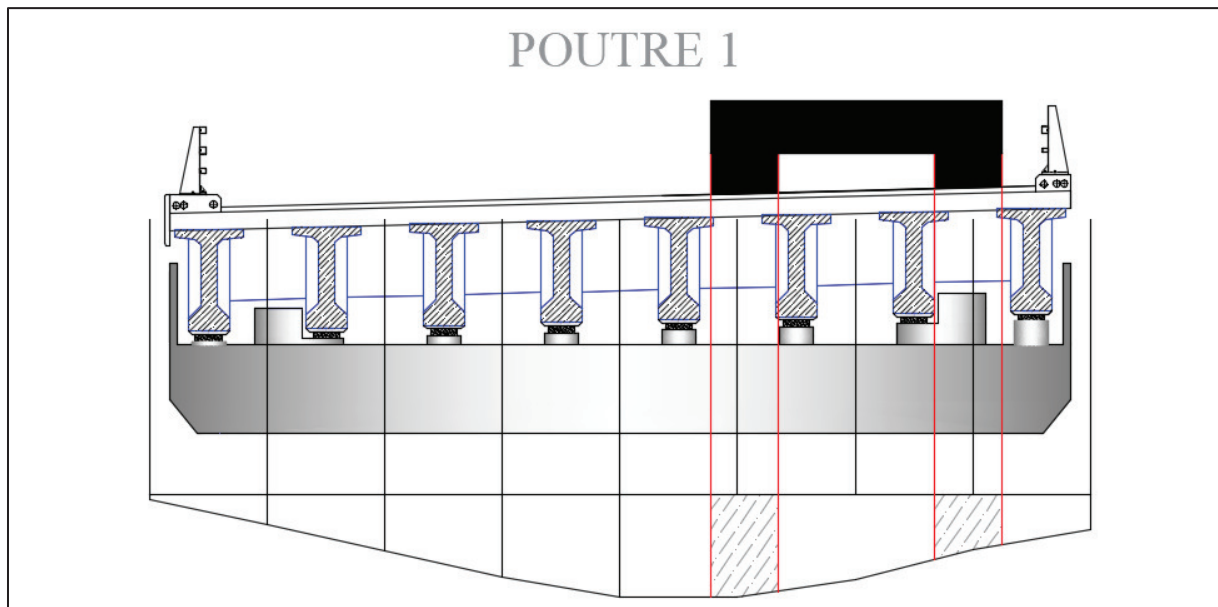
Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour deux tandems.

- Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge Bt

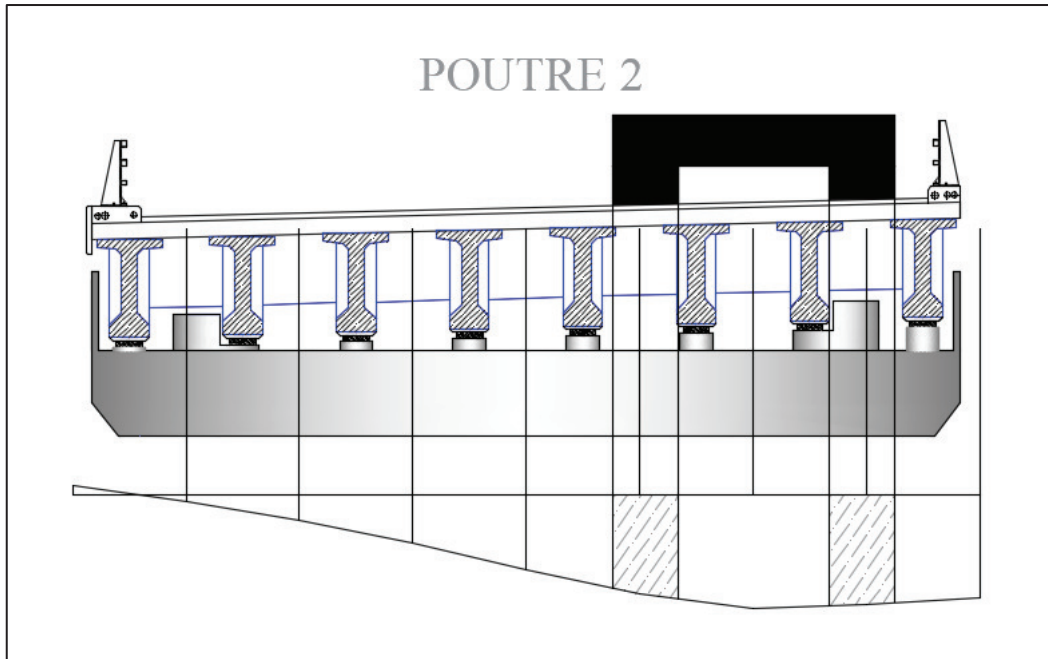
ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K_{amoy} Poutre 1	K_{amoy} Poutre 2	K_{amoy} Poutre 3	K_{amoy} Poutre 4
Pour un tandem								
K1	0,730	1,63	2,57	3,59	0,97	1,675	2,24	2,755
K2	1,21	1,72	1,91	1,92				
Pour deux tandems								
K1	0,730	1,63	2,57	3,59	1,205	1,5575	1,7375	1,8475
K2	1,21	1,72	1,91	1,92				
K3	1,38	1,62	1,56	1,37				
K4	1,5	1,26	0,91	0,51				

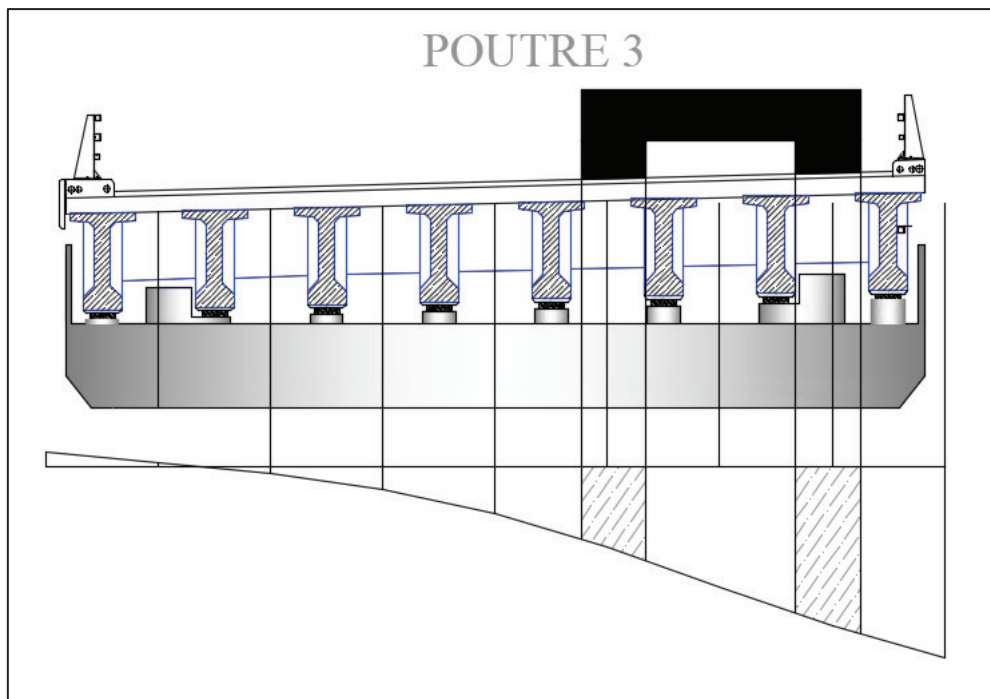
B.1.6 Surcharge Mc120



Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.

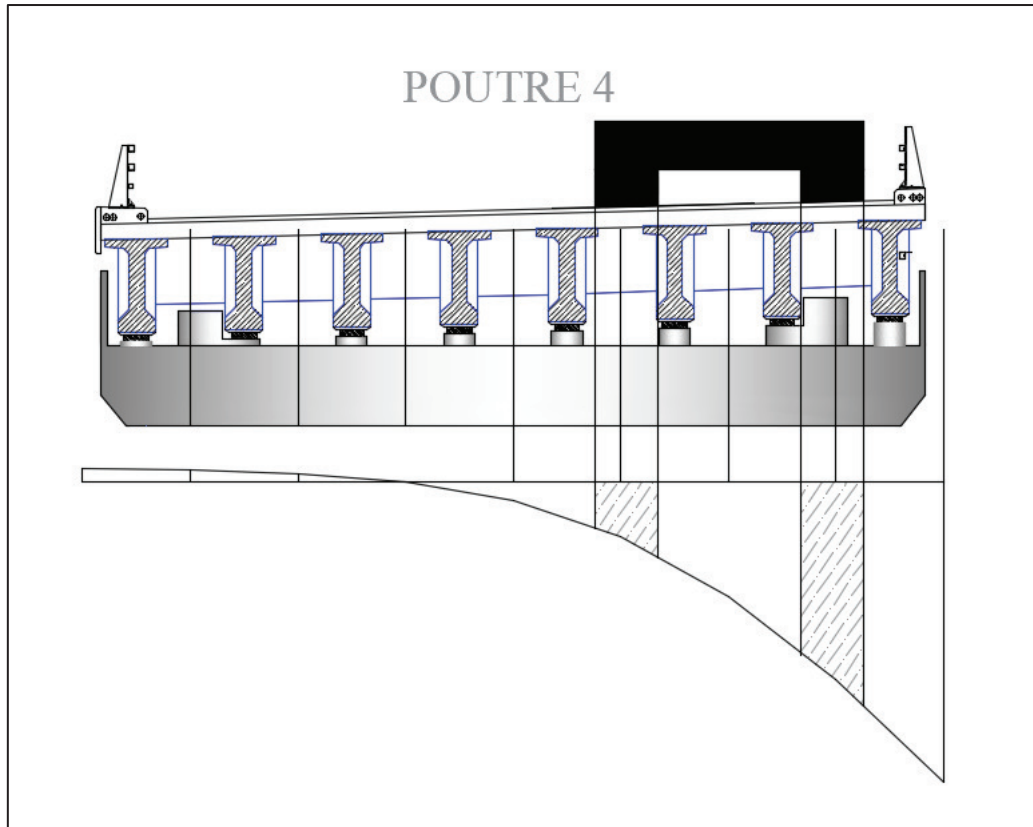


Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.



Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES



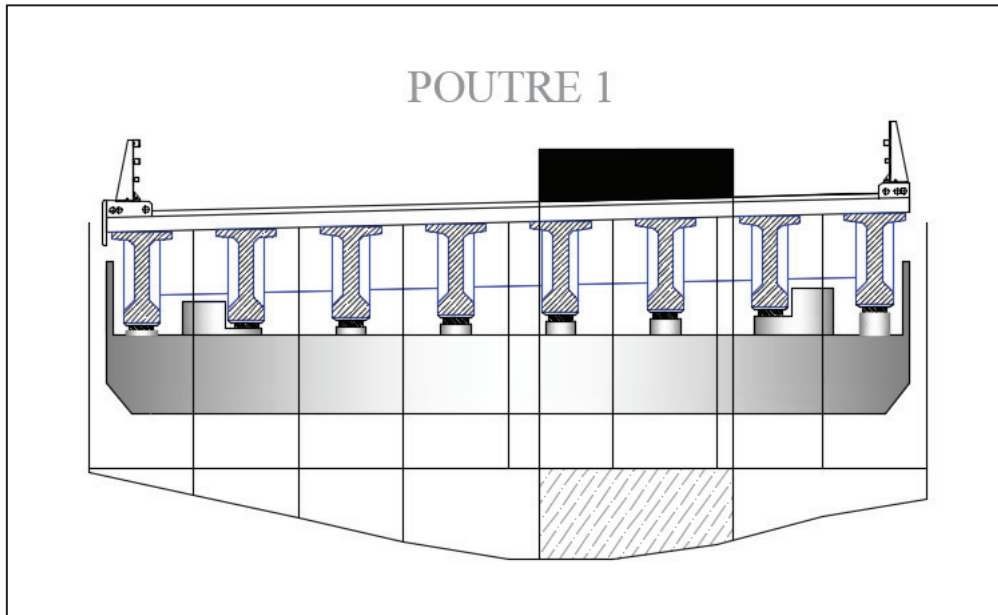
Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.

➤ Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge Mc120

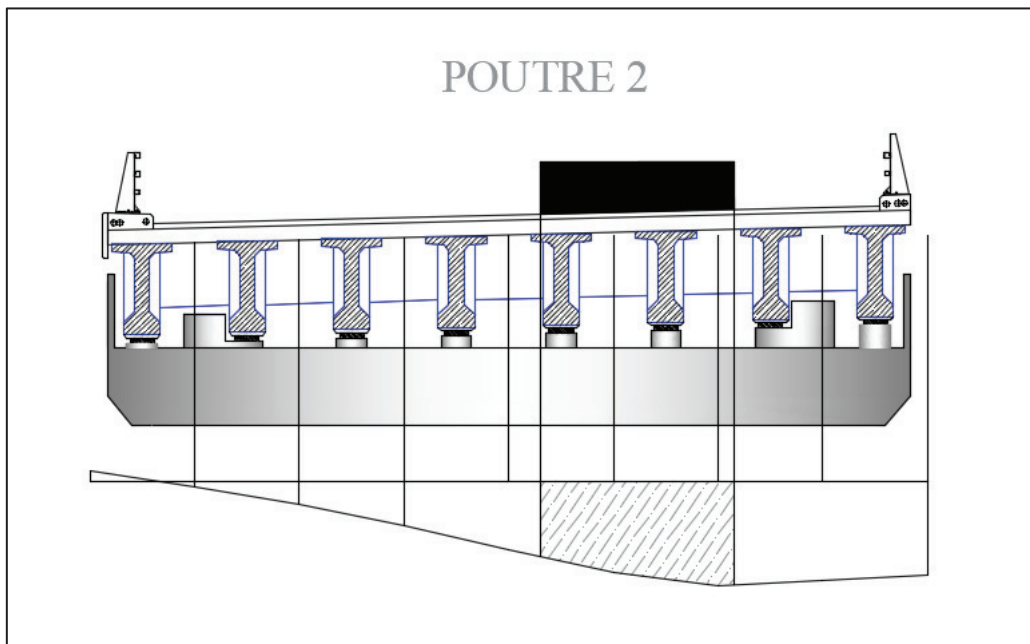
Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	2,307	2	1,1535
Poutre 2	3,1664	2	1,5832
Poutre 3	3,6988	2	1,8494
Poutre 4	4.0974	2	2.0487

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

B.1.7 Surcharge D240

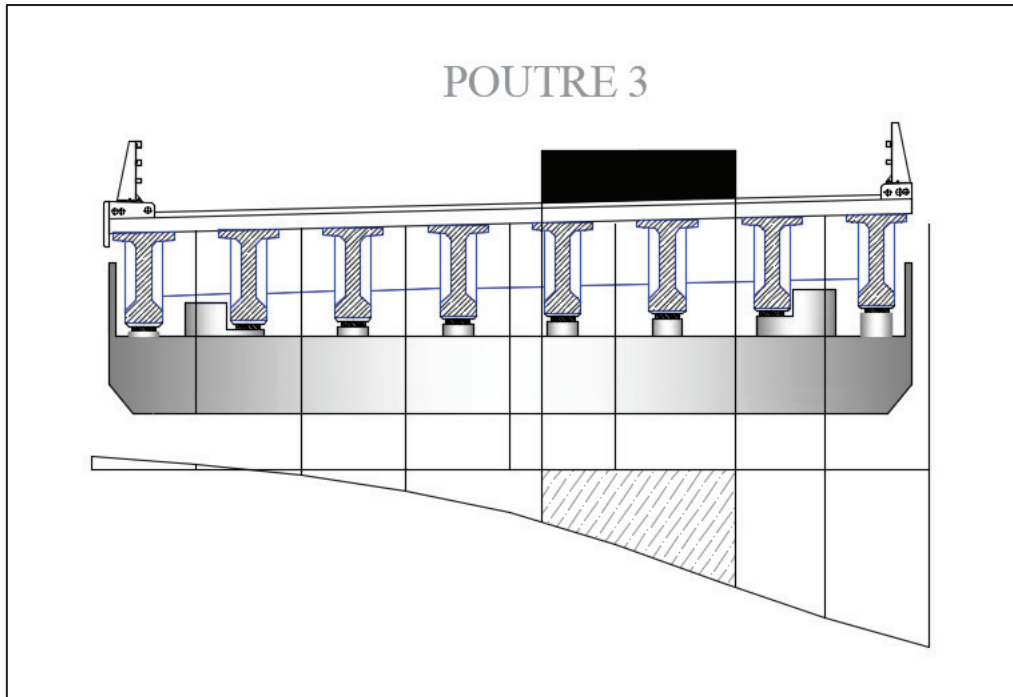


Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.

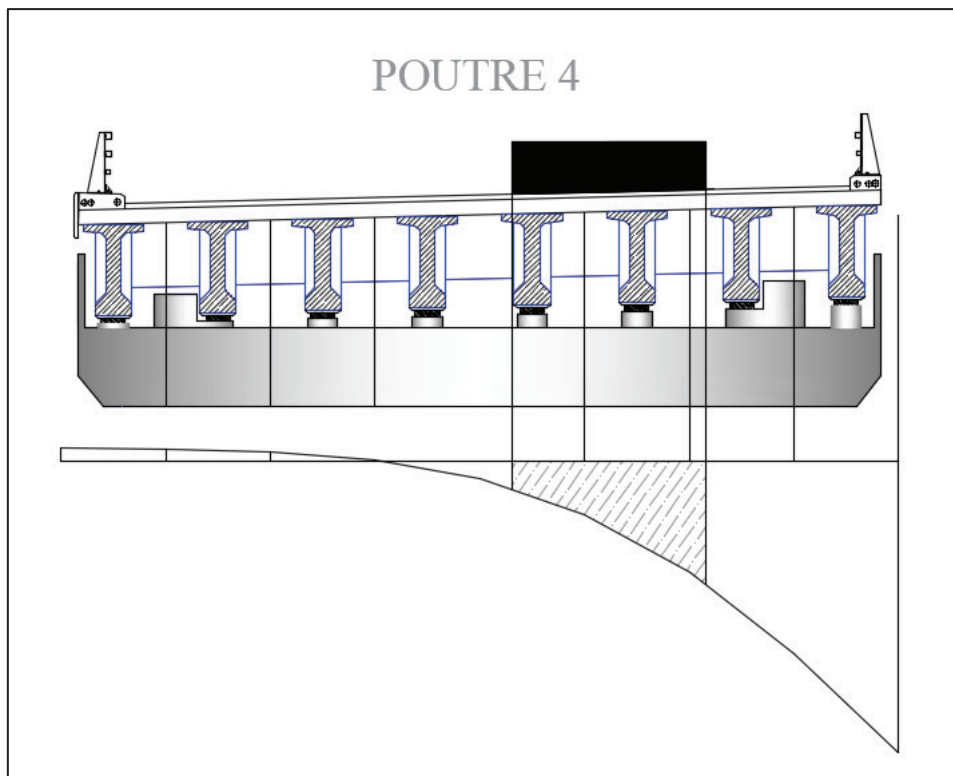


Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES



Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240.



Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240.

ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

➤ Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge D240

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	K_{amoy}
Poutre 1	4,5965	3,2	1,4364
Poutre 2	3.5929	3,2	1.1228
Poutre 3	2.422	3,2	0.7569
Poutre 4	1.16	3,2	0.3625



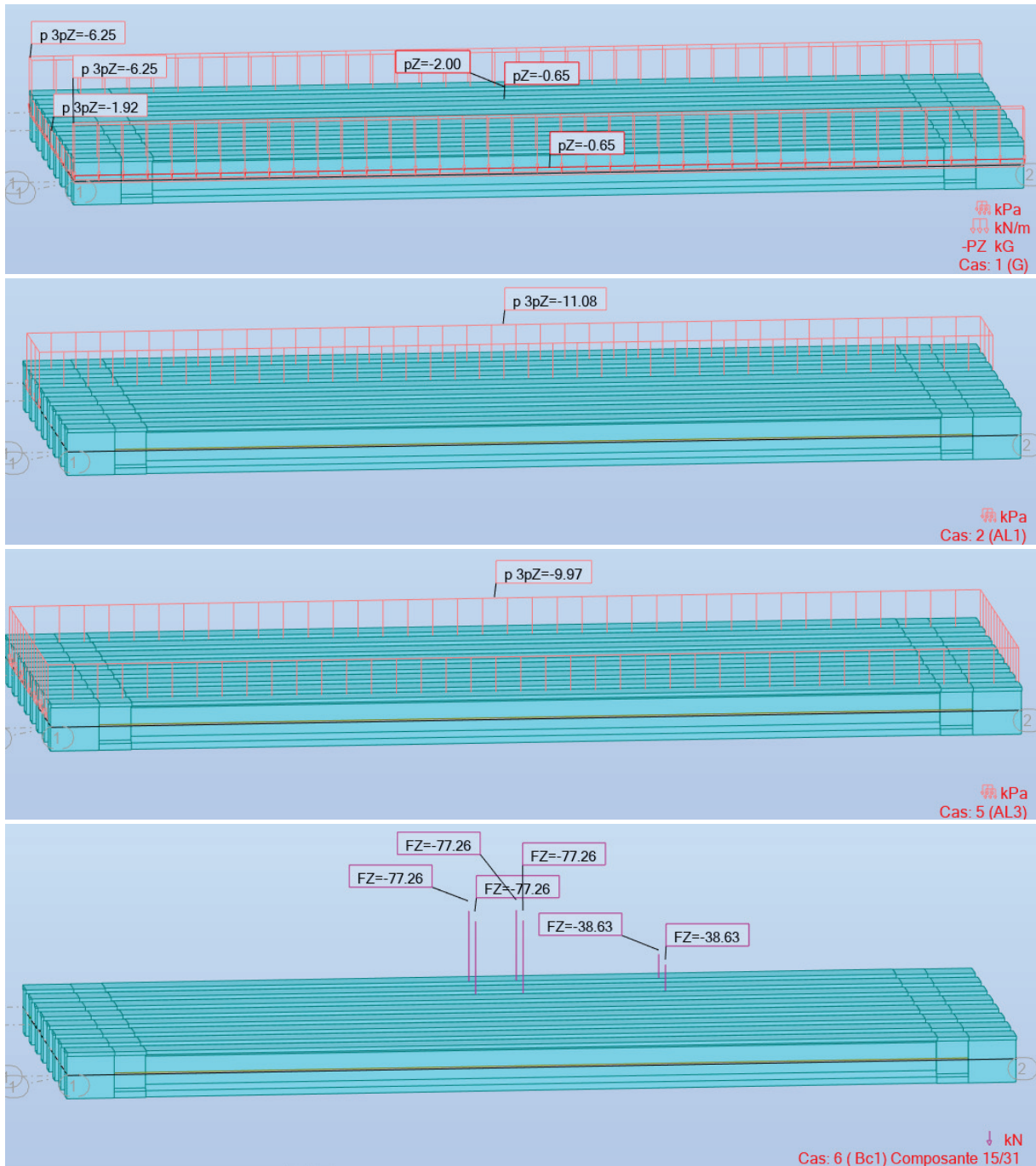
ANNEXE C

RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

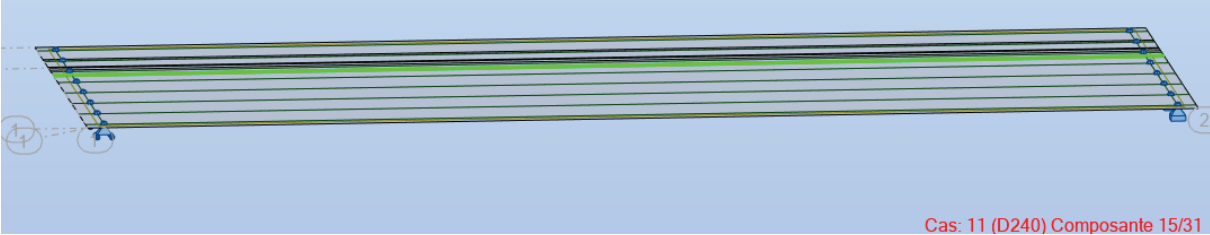
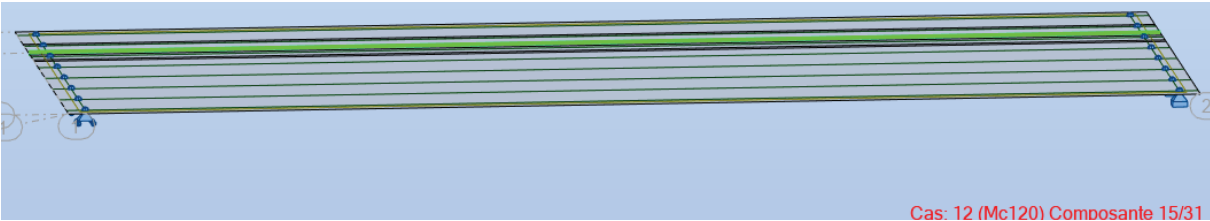
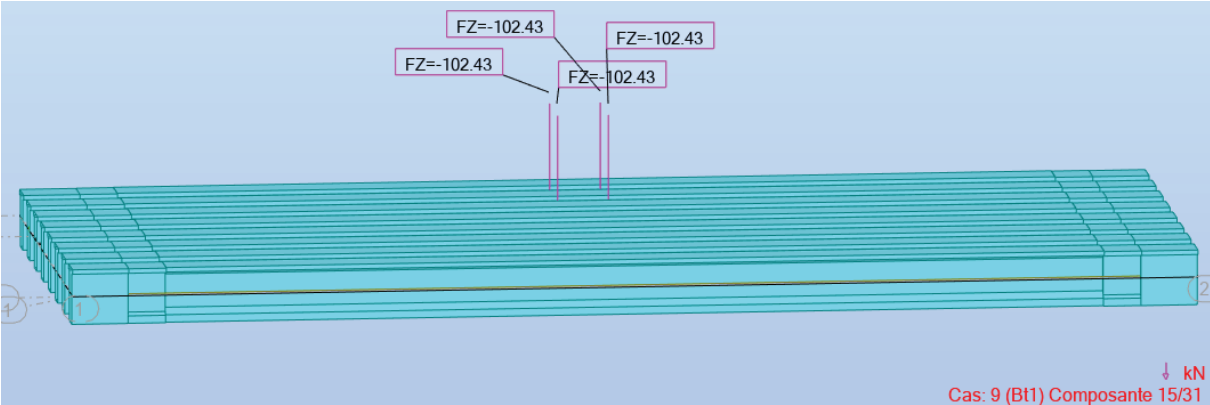


ANNEXE C : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

C.1 LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS

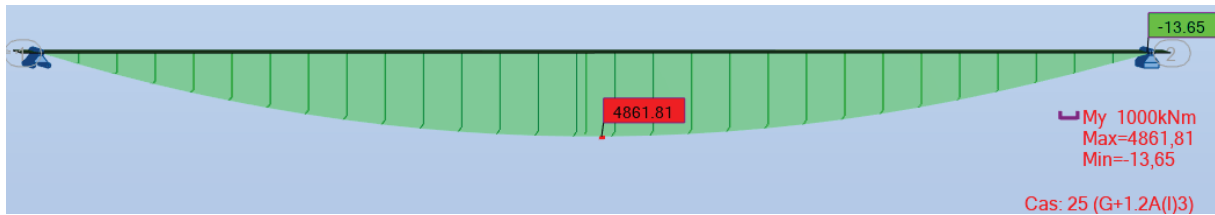


ANNEXE C : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

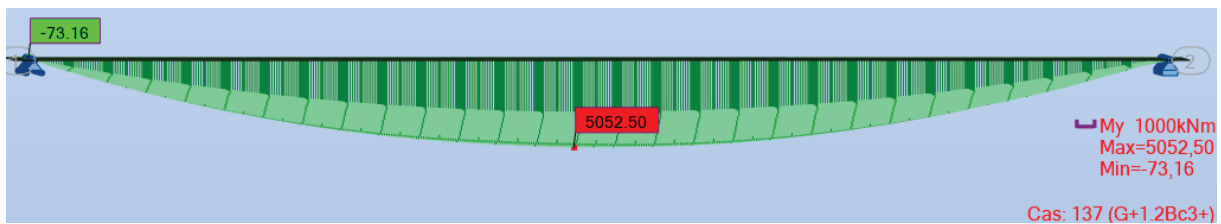


ANNEXE C : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

C.2 LES MOMENT FLECHISSANT



ELS : G + 1,2 A(l) .



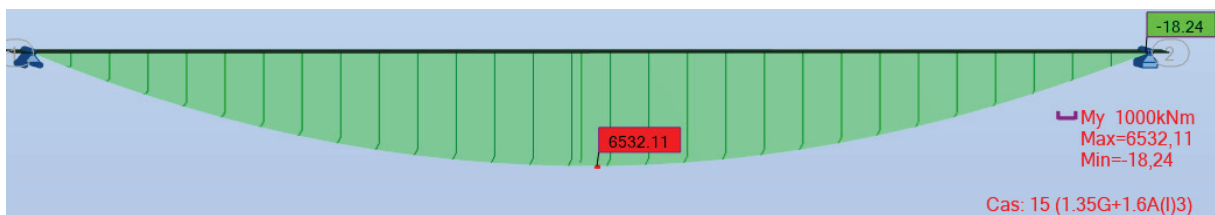
ELS : G + 1,2 Bc.



ELS : G + Mc 120



ELS : G + D 240

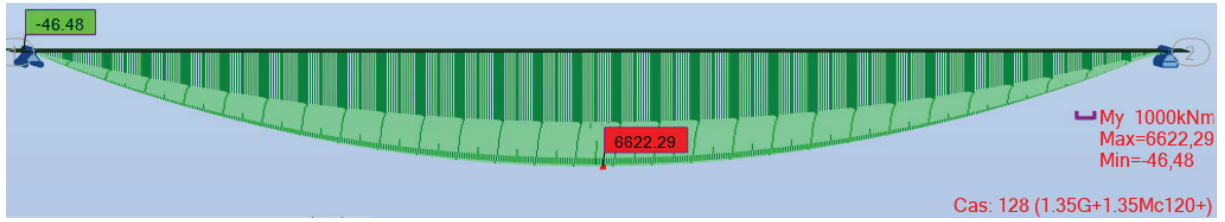


ELU : 1,35 G + 1,6 A(l)

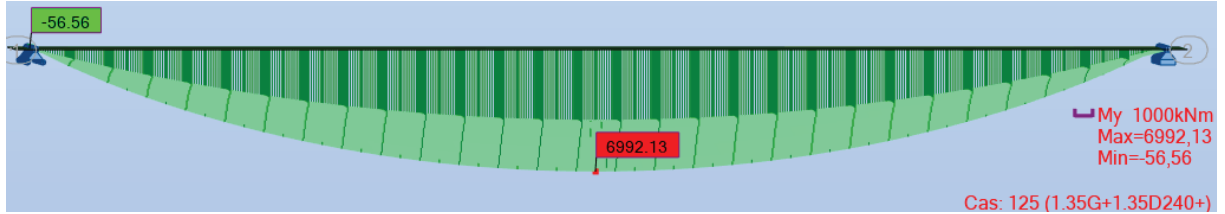


ELU : 1,35 G + 1,6 Bc

ANNEXE C : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

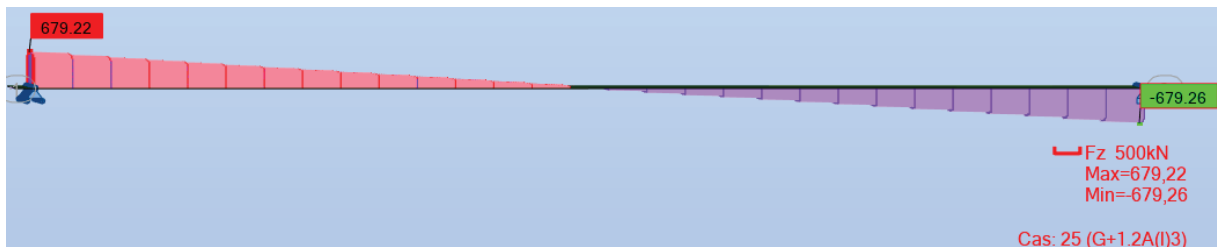


ELU : 1,35 (G + Mc 120)

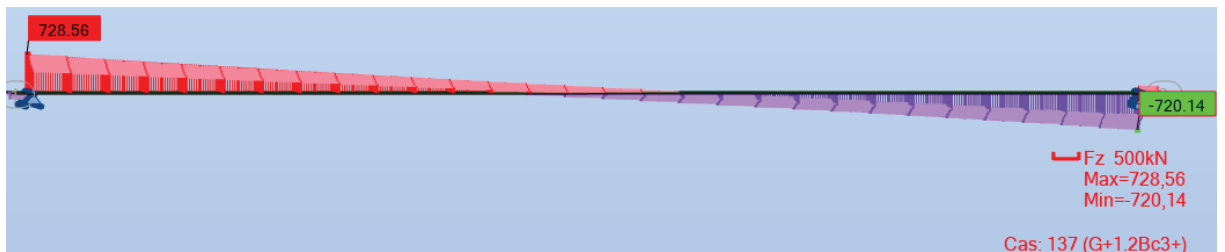


ELU : 1,35 (G + D 240)

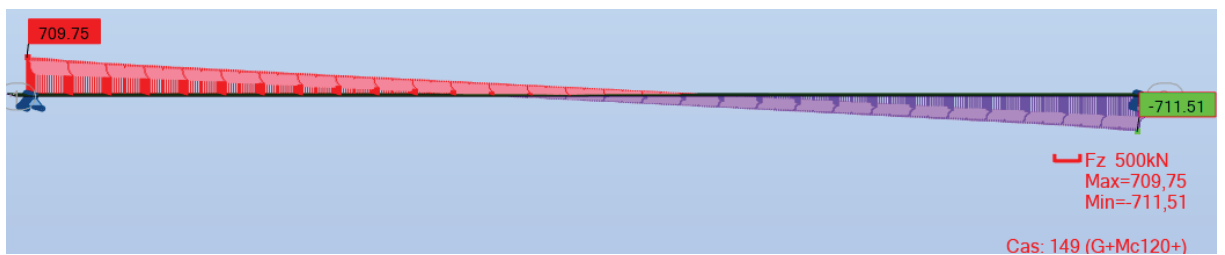
C.3 EFFORTS TRANCHANTS AU NIVEAU DU TABLIER



ELS : G + 1,2 A(I)

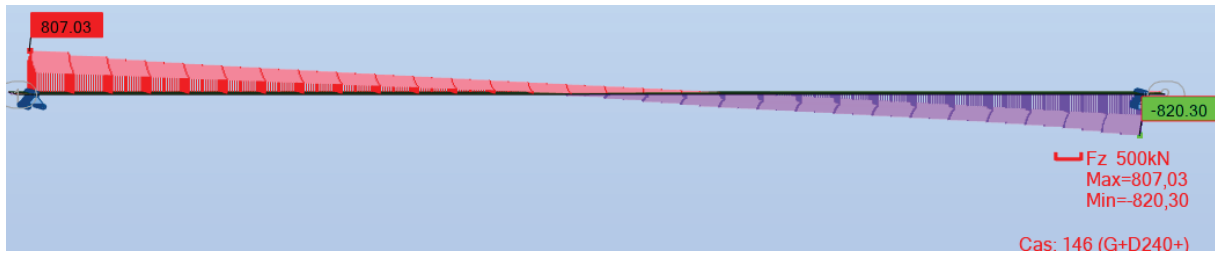


ELS : G + 1,2 BC

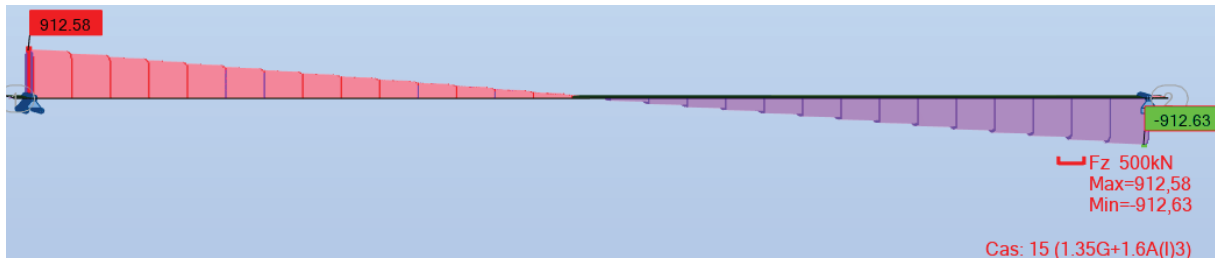


ELS : G + Mc 120

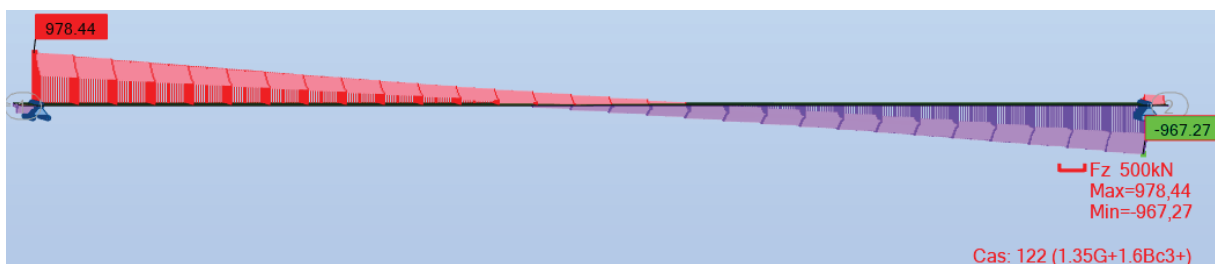
ANNEXE C : RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE



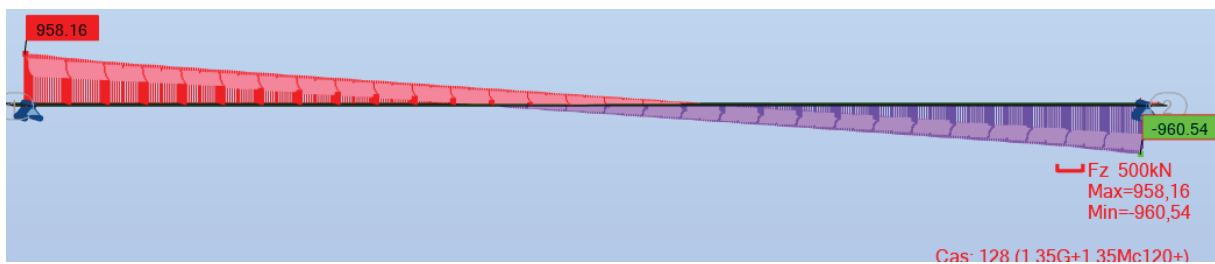
ELS : G + D 240



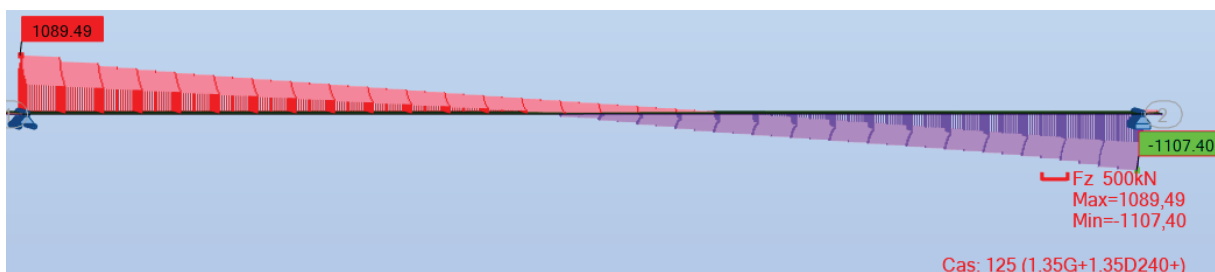
ELU : 1,35 G + 1,6 A(I)



ELU : 1,35 G + 1,6 BC



ELU : 1,35 (G + Mc 120)



ELU : 1,35 (G + D 240)



ANNEXE D

FERRAILLAGE



D.1 FERRAILLAGE DE L' HOURDIS

✓ Ferrailage de la nappe supérieure

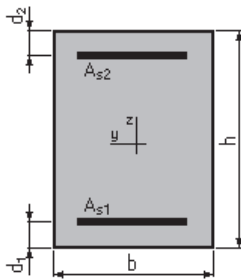
(Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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)
 $h = 25,0$ (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)	-58,58	0,00
Etat Limite de Service	-43,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 9,9$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 0,0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,49$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,17$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -58,58$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS $M_{\max} = -43,93$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 6,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 17,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7,7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

✓ **Ferraillage de la nappe inférieure**

Calcul de Section en Flexion Simple

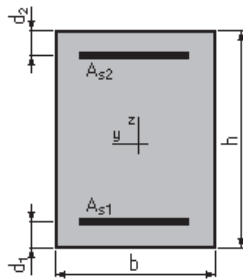
1. Hypothèses:

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)	-66,68	0,00
Etat Limite de Service	-50,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 11,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm²)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

théorique $\rho = 0,56$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{\max} = -66,68$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18,8$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,83$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -50,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 6,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

D.2 FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

✓ Ferraillage de la nappe supérieure

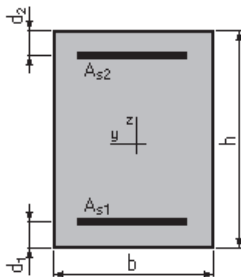
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 105,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-300,03	0,00
Etat Limite de Service	-222,24	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 9,8$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)	
théorique $\rho = 0,33$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -300,03$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 96,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,85$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -222,24$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 26,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 91,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

✓ **Ferraillage de la nappe inferieure**

Calcul de Section en Flexion Simple

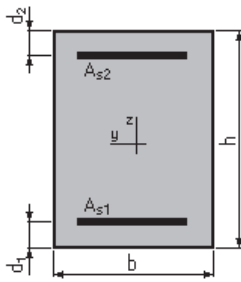
1. Hypothes:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (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:

ANNEXE D : FERRAILLAGE



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 105,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	253,99	0,00
Etat Limite de Service	188,14	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \min} = 3,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique $\rho = 0,27 \text{ (\%)}$	
minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 253,99 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 97,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,70 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 188,14 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,00	
Position de l'axe neutre: $y = 24,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 91,7 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	
$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$	

D.3 FERRAILLAGE DES CHEVETRES

✓ A MI-TRAVÉE :

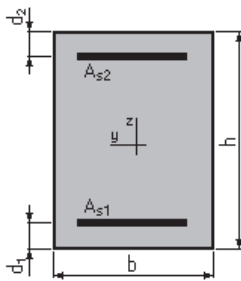
Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$b = 240,0$ (cm)
 $h = 130,0$ (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)	1141,39	0,00
Etat Limite de Service	848,10	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 30,0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,10$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELUM $M_{max} = 1141,39$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 123,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,37$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS $M_{\max} = 848,10$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,05

Position de l'axe neutre: $y = 19,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 118,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 16,5 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

✓ **SUR APPUIS :**

Calcul de Section en Flexion Simple

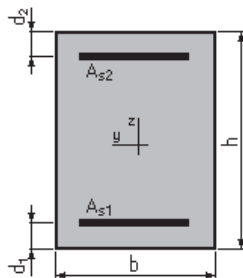
1. Hypothèses:

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:



$$b = 240,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 130,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2237,29	0,00
Etat Limite de Service	1662,40	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 57,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Section minimum $A_{s\ min} = 30,0$ (cm²)
théorique $\rho = 0,19$ (%)
minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 2237,29$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 121,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,73$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1662,40$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 26,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 116,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,5$ (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)

✓ **ARMAURE TRANSVERSALLE :**

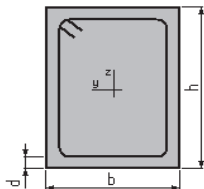
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 240,0$ (cm)
 $h = 130,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

ANNEXE D : FERRAILLAGE

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2579,81	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,9$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 13,3 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 16,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $8 + 8*16 + 1*20 + 2*25 + 1*35 + 10*40$
(cm)

D.4 FERRAILLAGE FUTS

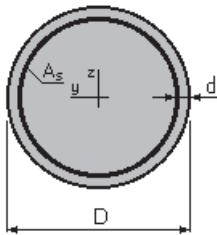
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 = 200,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	6366,06	2753,75	0,00
2.	ELS	4722,58	2692,45	0,00

4. Résultats:

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 314,2$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 1570,8$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 6366,06$ (kN) $M_y = 2753,75$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,11 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 145,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 123,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,06$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 213,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 4722,58$ (kN) $M_y = 2692,45$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,55

Position de l'axe neutre: $y = 129,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 137,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 17,4$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 56,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

✓ **Armature transversale (zone courante)**

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

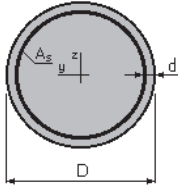
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques

ANNEXE D : FERRAILLAGE

- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$$D = 200,0 \text{ (cm)}$$
$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	146,32	6366,06

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16$
Espacement : $S_t = 30,0 \text{ (cm)}$
Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0 \text{ (cm)}$

- ✓ Armature transversale (zone critique)

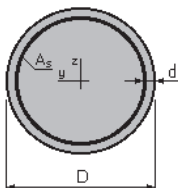
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



ANNEXE D : FERRAILLAGE

D = 200,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	146,32	6366,06

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: 2 \varnothing 16

Espacement : $S_t = 15,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

D.5 FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS PILE

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

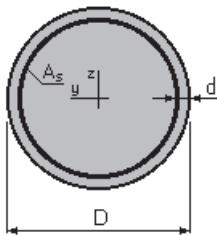
1. Hypothèses:

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 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2019,38	134,15	0,00

ANNEXE D : FERRAILLAGE

2. ELS 1422,38 98,90 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²) Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,50$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2019,38$ (kN) $M_y = 134,15$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,04 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 128,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,34$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1422,38$ (kN) $M_y = 98,90$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,21

Position de l'axe neutre: $y = 195,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 56,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 22,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

D.6 FERRAILLAGE DE LA CULEE

✓ MUR FRONTAL

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

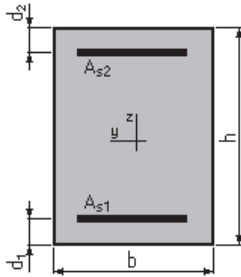
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

ANNEXE D : FERRAILLAGE

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$\begin{aligned}b &= 100,0 \text{ (cm)} \\h &= 30,0 \text{ (cm)} \\d_1 &= 5,0 \text{ (cm)} \\d_2 &= 5,0 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	51,88	0,00
Etat Limite de Service	38,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique $\rho = 0,27 \text{ (\%)} $	
minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)} $	

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 51,88 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 2,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 24,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,06 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 38,60 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,00	
Position de l'axe neutre: $y = 6,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier: $Z = 22,9 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:	

ANNEXE D : FERRAILLAGE

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

✓ DALLE DE TRANSITION

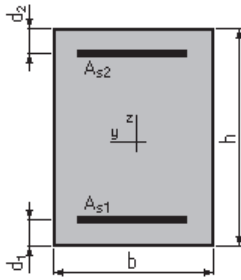
Calcul de Section en Flexion Simple

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)
 $h = 30,0$ (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)	51,88	0,00
Etat Limite de Service	38,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,7$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm²)
théorique $\rho = 0,27$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 51,88$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 2,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 24,0$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,06$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 38,60$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 6,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 22,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5$ (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)

✓ **CORBEAU D'APPUI**

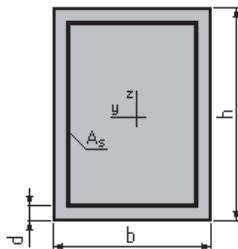
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 26,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	69,18
Etat Limite de Service	48,47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Section brute	$B = 2600,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2352,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 146466,7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2166666,7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 7,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 40,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,61$		N_u (béton seul)	$= 2882,93$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0,2 \text{ (MPa)}$$
$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,1$	(cm ²)	
Section minimum	$A_{s \min} = 10,1$	(cm ²)	
Section maximum			$A_{s \max} = 130,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,58$	(%)	
minimum	$\rho_{\min} = 0,39$	(%)	
maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)	

✓ MUR GARDE GREVE

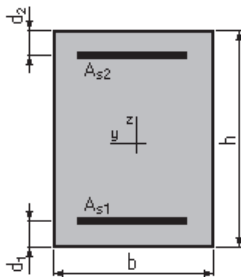
Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$
$$h = 26,0 \text{ (cm)}$$
$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$
$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

ANNEXE D : FERRAILLAGE

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	160,68	0,00
Etat Limite de Service	120,37	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1}	= 27,1 (cm ²)	Section théorique A_{s2}	= 0,0 (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 2,6$ (cm ²)		
	$\rho = 1,29$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 160,68$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,26	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 9,6$ (cm)	(cm)
Bras de levier:	$Z = 17,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 4,15$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS	$M_{max} = 120,37$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
----------------	---------------------------	-------------------------

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 9,6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 17,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 14,1$ (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)

D.7 FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS CULEE

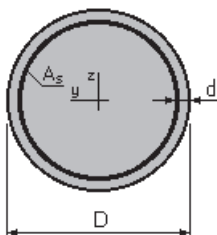
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

ANNEXE D : FERRAILLAGE

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	1265,75	0,00	0,00
2.	ELU	1831,37	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

théorique

$\rho = 1,00$ (%)

minimum

$\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1265,75 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 15,33

Position de l'axe neutre: $y = + \text{infini}$

Bras de levier: $Z = 54,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 14,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 1831,37 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,65 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = + \text{infini}$

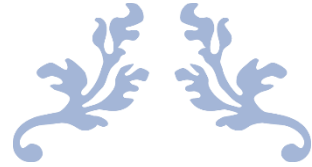
Bras de levier: $Z = 54,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)



ANNEXE E

TABLEAUX DE CALCUL



ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

E.1 DESCENTE DE CHARGE AU NIVEAU DE LA PILE :

E.1.1 AXE SOUS LA SEMELLE :

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6624,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	4128,05	/	0,00	10,76	0,00	/
Chevetre	1033,50	/	0,00	20,17	0,00	/
G Tablier	7310,18	/	0,00	20,82	0,00	/
Hf+r	/	109,79	/	20,82	/	2285,93
HT°	/	56,38	/	20,82	/	1173,75
Somme	19095,73	143,62	/	/	0,00	3459,67
(Al)	1518,30	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1413,33	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1063,62	/	0,00	/	0,00	/
D240	1671,72	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	87,97	/	20,82	/	1831,62
Bc	/	150,00	/	20,82	/	3123,00

CN à L'ELS						1ère file	2ème file	3ème file
	N	H	MH	MV	Δ M	R ₁	R ₂	R ₃
G	19095,73	143,62	2990,18	0,00	2990,18	1487,49	1591,31	1695,1362
G+1.2Al	20917,69	249,19	5188,12	0,00	5188,12	1563,00	1743,14	1923,2842
G+1.2Bc	20791,73	323,62	8935,72	0,00	8935,72	1422,38	1732,64	2042,9121
G+Mc120	20159,35	143,62	2990,18	0,00	2990,18	1576,12	1679,95	1783,7714
G+D240	20767,45	143,62	2990,18	0,00	2990,18	1626,80	1730,62	1834,4465
						< 400t	>0	

CN A L'ELU						1ère file	2ème file	3ème file
	N	H	MH	MV	Δ M	R ₁	R ₂	R ₃
1,35G	25779,23	198,96	4142,37	0,00	4142,37	2148,27	2148,27	2292,1018
1.35G+1.6 Al++0.9T	28208,52	339,72	7072,97	0,00	7072,97	2105,12	2350,71	2596,2991
1.35G+1.2 6B+0.9T	28040,57	438,96	9139,17	0,00	9139,17	2019,38	2336,71	2654,0462
1.36G+1.3 5Mc120+0.9T	27215,12	198,96	4142,37	0,00	4142,37	2124,09	2267,93	2411,7593
1.35G+1.3 5D240+0.9 T	28036,06	198,96	4142,37	0,00	4142,37	2192,51	2336,34	2480,1708

ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

E.1.2 AXE SOUS LE FÛT

Désig	N (KN)	H (KN)	I_{FV}/o (x/o)	$I_{FH}/O/a$ (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Fûts	4128,05	/	0,00	8,76	0,00	
Chevetre	1033,50	/	0,00	18,17	0,00	
G Tablier	7310,18	/	0,00	18,82	0,00	
Hf+r	/	109,79	/	18,82		2066,34
HT°	/	56,38	/	18,82		1061,00
Somme	12471,73	166,17	/	/	0,00	3127,33
(Al)	1518,30	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1413,33	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1063,62	/	0,00	/	0,00	/
D240	1671,72	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	0,00	0,00	/	0,00	/
Al	/	87,97	/	18,82	/	1655,67
Bc	/	150,00	/	18,82	/	2823,00

CN à L'ELS					
	N	H	MH	MV	ΔM
G	12471,73	143,62	2702,93	0,00	2702,93
G+1.2Al	14293,69	249,19	4689,74	0,00	4689,74
G+1.2Bc	14167,73	323,62	8077,34	0,00	8077,34
G+Mc120	13535,35	143,62	2702,93	0,00	2702,93
G+D240	14143,45	143,62	2702,93	0,00	2702,93

Sollicitations les plus défavorables

$M_{max} =$	2692,45	KN.m/fut		$N_{cor} =$	4722,58	KN./fut
$T_{max} =$	107,87	KN./fut		$N_{cor} =$	4722,58	KN./fut

CN A L'ELU					
	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	16836,83	198,96	3744,45	0,00	3744,45
1.35G+1.6 Al++0.9T	19266,12	339,72	6393,53	0,00	6393,53
1.35G+1.2 6B+0.9T	19098,17	438,96	8261,25	0,00	8261,25
1.36G+1.3 5Mc120+0. 9T	19093,66	198,96	3744,45	0,00	3744,45
1.35G+1.3 5D240+0.9 T	16836,83	198,96	3744,45	0,00	3744,45

Sollicitations les plus défavorables

$M_{max} =$	2753,75	KN.m/ml		$N_{cor} =$	6366,06	KN./ml
$T_{max} =$	146,32	KN./ml		$N_{cor} =$	6366,06	KN./ml

ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

E.2 DESCENTE DE CHARGE AU NIVEAU DE LA CULEE :

E.2.1 AXE SOUS LA SEMELLE :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6624,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	3309,19	/	-0,20	5,33	-661,84	/
DDT	129,94	/	1,15	9,88	149,43	/
Mur en R	774,94	/	-3,65	7,21	-2828,52	/
Corbeau	70,50	/	-1,13	9,57	-79,67	/
MGG	188,81	/	-0,82	9,78	-154,83	/
Poids des Terres Amot	5804,50	/	1,15	9,88	6675,18	/
Poussée des terres	/	4368,49	/	-3,63	/	-15857,61
Poussée Sur 10kN/m ²	/	495,93	/	-5,45	/	-2700,34
oids Sur 10kN/m ²	263,20	/	2,53	/	665,90	

Efforts dus au tablier

Rg	3655,09	/	0,00	/	0,00	/
R(AI)	1518,30	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1083,77	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1063,62	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1671,72	/	0,00	/	0,00	/
0	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	103,36	/	-8,66	/	-895,06
HT°	/	65,11	/	-8,66	/	-563,89
Frein AI	/	54,30	/	-8,66	/	-470,28
Frein Bc	/	150,00	/	-8,66	/	-1299,00

ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

à L'ELS						
	N	H	M_H	M_v	Δ M	
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
G+0.6T	20556,96	4510,91	-19791,35	3099,75	-16691,60	
G++0.6T+1.2Q	20872,80	5106,03	-20331,42	3898,83	-16432,59	
G+0.6T+1.2A(l)+ST	22378,93	4576,08	-20355,68	3099,75	-17255,93	
G+0.6T+1.2Bc+ST	21857,48	4690,913	-21350,15	3099,75	-18250,40	
G+0.6T+Mc120	21620,59	4510,91	-19791,35	3099,75	-16691,60	
G+0.6T+D240	22228,69	4510,91	-19791,35	3099,75	-16691,60	
à L'ELU						
	N	H	M_H	M_v	Δ M	
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
1.35G+0.9T	27751,90	6095,59	-23123,61	4184,67	-18938,95	
1.35G+0.9T+1.6Q	17217,72	6889,08	-27444,16	5250,10	-22194,06	
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	30181,19	6182,48	-23876,05	4184,67	-19691,39	
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	29485,93	6335,59	-25202,01	4184,67	-21017,35	
1.35G+0.9T+1.35Mc120	29187,79	6095,59	-23123,61	4184,67	-18938,95	
1.35G+0.9T+1.35D240	30008,73	6095,59	-23123,61	4184,67	-18938,95	

E.2.2 AXE SOUS LE MUR FRONTAL

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M_{FV/o}	M_{FH/o}
Mur F	3309,1875	0	0,00	3,33	0,00	0
DDT	129,9375	0	0,95	7,88	123,44	0
Corbeau	70,5	0	-0,93	7,57	-65,57	0
MGG	188,8125	0	-0,62	7,78	-117,06375	0
Poids des Terres Amot	348,975	0	0,95	7,88	331,52625	0
Poussée des terres	/	2904,7	0	-2,96	0	8597,9132
Poussée Sur 10kN/m ²	/	344,322	0	-4,44	0	1528,7897

ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

<u>Efforts dus au tablier</u>						
Rg	3655,09	/	0,20	/	-731,02	/
R(Al)	1518,30	/	0,20	/	-303,66	/
Rbc	1083,77	/	0,20	/	-216,75	/
RMc120	1063,62	/	0,20	/	-212,72	/
RD240	1671,72	/	0,20	/	-334,34	/
0	0,00	/	0,20	/	0,00	/
Hf+r	/	103,36	/	6,66	/	-688,35
HT°	/	65,11	/	6,66	/	-433,66
Frein Al	/	54,30	/	6,66	/	-361,67
Frein Bc	/	150,00	/	6,66	/	-999,00

<u>Combinaisons de charges</u>						
à L'ELS						
		N	H	M _H	M _V	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T		7702,50	3047,12	7649,37	-458,68	7190,69
G++0.6T+1.2Q		7702,50	3460,31	9483,91	-458,68	9025,23
G+0.6T+1.2A(l)+ST		9524,46	3112,29	7215,37	-823,07	6392,29
G+0.6T+1.2Bc+ST		9003,02	3227,125	6450,57	-718,78	5731,78
G+0.6T+Mc120		8766,12	3047,12	7649,37	-671,40	6977,96
G+0.6T+D240		9374,22	3047,12	7649,37	-793,02	6856,34

<u>Sollicitations les plus défavorables</u>						
M _{max} =	681,15	KN.m/ml		N _{cor} =	679,47	KN./ml
T _{max} =	261,16	KN./ml		N _{cor} =	581,32	KN./ml

ANNEXE E : TABLEAUX DE CALCUL

à L'ELU						
		N	H	M_H	M_v	Δ M
		(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T		9927,26	4119,48	10287,61	-619,22	9668,40
1.35G+0.9T+1.6Q		9927,26	4670,39	12733,68	-619,22	12114,46
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)		12356,54	4206,37	9708,95	-1105,07	8603,87
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)		11661,29	4359,48	8689,21	-966,02	7723,19
1.35G+0.9T+1.35Mc120		11363,15	4119,48	10287,61	-906,40	9381,22
1.35G+0.9T+1.35D240		12184,09	4119,48	10287,61	-1070,58	9217,03
<i>Sollicitations les plus défavorables</i>						
M_{max} =	914,30	KN.m/ml		N_{cor} =	932,57	KN./ml
T_{max} =	352,48	KN./ml		N_{cor} =	749,23	KN./ml