

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages d'art

Thème

**Conception et étude d'un viaduc du
PK44+258.41 au PK44+854.18 sur la liaison
autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'autoroute
Est-Ouest au niveau d'Ahnif**

Présenté par :

BOUHADJER KAOUTHER
DJENADI RAHMA

Encadré par :

Mr. BOUZIANE NACER
Mr. FEDGHOUCHE FERHAT

Promotion 2025 / 2026

Dédicace

Je rends grâce à Dieu, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la vie, la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail et atteindre ce stade de savoir.

À moi-même, pour les efforts fournis, la persévérance et la détermination dont j'ai fait preuve tout au long de ce parcours.

À mon cher père, source de courage, de sagesse et de détermination. Aucune dédicace ne saurait exprimer toute ma reconnaissance et mon profond amour. J'espère que ce travail sera le témoignage de ma gratitude et de ma fierté de vous avoir comme père.

À ma mère, symbole d'amour, Quoi que je puisse dire ou écrire, je ne pourrai jamais exprimer pleinement ma profonde affection et ma reconnaissance pour tous vos sacrifices, Puisse Dieu vous préserver, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mes chères sœurs SALMA, AMIRA, SABRINA, YASMINE et MALAK, ainsi qu'à mon cher frère ANIS, pour leur affection, Votre présence a toujours été une source de force et de bonheur.

À toute ma famille, qui m'a entourée d'amour et de soutien tout au long de mon parcours.

À mes amis, qui ont partagé avec moi les moments de doute comme les moments de réussite, et plus particulièrement à SARA et RADJAA.

À ma binôme KAOUTHER, pour sa collaboration, sa patience et son engagement tout au long de ce projet.

À tous les enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, qui ont contribué à ma formation et transmis leur savoir avec dévouement.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail et à la réussite de ce parcours.

DJENADI RAHMA

Dédicace

Avant tout, je rends grâce à Allah Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de sagesse, qui m'a guidée et soutenu tout au long de ce parcours académique.

Je me dédie ce travail à moi-même, à Kaouther - à cette fille qui, même quand le chemin semblait difficile, a continué d'avancer avec grâce. Parce que les plus belles victoires sont celles qu'on remporte d'abord sur soi-même.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mon profond respect à mes chers parents pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que leurs prières qui m'ont accompagnée dans chaque étape de mon parcours.

A mes chers frères ABDERAHMAN et TAHA YASSINE et mes chers sœurs FARAH et SIHAM qui m'avaient toujours soutenue durant ces années d'études.

*À ma binôme Rahma,
pour son sérieux, sa patience et sa collaboration tout au long de la réalisation de ce travail.*

À mes amis, ceux avec qui j'ai partagé les nuits de révision, les moments difficiles et les plus beaux souvenirs, vous avez rendu ce parcours inoubliable. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez. Et à tous mes enseignants de l'ENSTP, pour le savoir transmis avec dévouement et la passion qui nous a inspirés.

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

BOUHADJER KAOUTHER

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, pour nous avoir accordé la santé et la force nécessaires pour accomplir ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements à notre encadreur, Monsieur BOUZIANE NASSER, pour son encadrement bienveillant, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long de ce projet.

Nous remercions également notre co-encadrant, Monsieur FEDGHOUCHE FERHAT, pour son aide et ses orientations avisées.

Nos remerciements vont aussi à l'ensemble du personnel d'encadrement de l'entreprise SERO-EST, pour leur accueil chaleureux et leur soutien durant notre stage, ainsi qu'à l'équipe de SAPTA, pour leur aide et leur disponibilité.

Nous adressons enfin nos remerciements au corps professoral et administratif de l'ENSTP pour la qualité de notre formation, et aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à l'évaluation de ce travail.

ملخص

يتعلق هذا المشروع بتصميم ودراسة جسر علوي يقع على الطريق السيار الرابط بين بجاية وأحنيف، بين المحطة الكيلومترية PK 44+258.41 و PK 44+854.18. يتكون المنشأ من 17 فتحة طول كل واحدة 35 م، ويعرض إجمالي 15.74 م، ويستند على 16 دعامة وسطية ودعامتين نهائيتين.

تشمل الدراسة عرض المشروع، اختيار الحل الأنسب، ثم حساب وتصميم العناصر الرئيسية للجسر، وخاصة البلاطة، الكمرات سابقة الإجهاد، الدعامات والأساسات. كما تأخذ الدراسة بعين الاعتبار مختلف الأحمال المؤثرة، حساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية.

تمت جميع التحقيقات والحسابات اعتماداً على القوانين المعمول بها في الجزائر وأوروبا وباستعمال برنامج الحساب **Robot Structural Analysis**.

الكلمات المفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، كمرات VIPP، دعامات، أساسات، دراسة زلزالية، روبوت.

Résumé

Ce projet porte sur la conception et l'étude d'un viaduc situé sur la liaison autoroutière Béjaïa-Ahnif, entre le PK 44+258.41 et le PK 44+854.18. L'ouvrage est composé de 17 travées de 35 m chacune et d'un tablier de 15,74 m de largeur reposant sur 16 piles intermédiaires et deux culées d'extrémité.

L'étude comprend la présentation du projet, le choix de la variante la plus appropriée ainsi que le dimensionnement des principaux éléments de l'ouvrage, notamment le tablier, les poutres précontraintes, les piles et les fondations. Elle prend également en compte les différentes actions appliquées à la structure, le calcul de la précontrainte ainsi que l'étude sismique.

L'ensemble des vérifications et des dimensionnements est réalisé en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en Europe et en utilisant le logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional**.

Mots-clés : viaduc, béton précontraint, poutres VIPP, piles, fondations, étude sismique, Robot.

Abstract

This project deals with the design and analysis of a viaduct located on the Béjaïa-Ahnif highway connection, between chainage PK 44+258.41 and PK 44+854.18. The structure consists of 17 spans of 35 m each and a deck 15.74 m wide supported by 16 intermediate piers and two end abutments.

The study includes the presentation of the project, the selection of the most suitable alternative, and the design of the main structural elements, including the deck, prestressed beams, piers, and foundations. It also considers all applied loads, prestressing calculations, and seismic analysis.

All verifications and design checks are carried out according to Algerian and European regulations, using **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** software.

Keywords: viaduct, prestressed concrete, VIPP beams, piers, foundations, seismic analysis, Robot

SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROjet.....	3
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. Présentation de l’ouvrage.....	3
I.2.1. Situation du projet.....	3
I.2.2. Objectif du projet	4
I.2.3. Obstacles à Franchir.....	4
I.3. DONNEES DE PROJET	5
I.3.1. Les données fonctionnelles	5
I.3.2. Profil En Long.....	5
I.3.3. Profil En Travers.....	6
I.3.4. Les Données Naturelles	6
I.3.4.1. Données Sismologiques	6
I.3.5. Données Climatiques	8
I.3.6. Données Géotechnique	8
I.4. CONCLUSION :.....	9
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE	10
II.1. INTRODUCTION	10
II.2. LES PARAMÈTRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D’OUVRAGE.....	11
II.3. PROPOSITIONS DES VARIANTES	11
II.4. PROCÉDURE DE CHOIX DU TYPE DE PONT	12
II.5. PRÉSENTATION DES TROIS VARIANTES :.....	12
II.5.1. Variante 1: pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension :12	
II.5.1.1. Conception Longitudinale	13
II.5.1.2. Conception Transversal	14
II.5.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs	15
II.5.2.1. Conception Longitudinale :	15
II.5.2.2. Le Choix d’une Hauteur Variable.....	15
II.5.2.3. Découpage des voussoirs :.....	17
II.5.2.4. Conception Transversal	17
II.5.3. Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	20
II.5.3.1. Conception longitudinale.....	20
II.5.3.2. Conception transversale.....	20

II.5.3.3. L'épaisseur de la dalle	20
II.5.3.4. Pré-dimensionnement des poutres et des pièces de pont :	21
II.6. ANALYSE MULTICRITERE	24
II.6.1.1. Analyse des avantages et des inconvénients des variantes	24
II.6.1.2. Estimation Du Prix	26
II.6.1.3. Variante Retenue	26
CHAPITRE III : HYPOTHESES De CALCUL	27
III.1. INTRODUCTION	27
III.2. Documents et règlements utilisés	27
III.3. Caractéristiques des matériaux	27
III.3.1. Béton	27
III.3.1.1. La Résistance A La Compression	28
III.3.1.2. La Résistance A La Traction	28
III.3.2. Les aciers	29
III.3.2.1. Armatures actives :	30
III.3.2.2. Armatures passives :	31
III.4. CONCLUSION	31
CHAPITRE IV : charge et surcharges	32
IV.1. Introduction	32
IV.2. Calcule des charges permanentes (CP)	32
IV.2.1. Poids de la poutre	32
IV.2.2. Poids de la dalle	33
IV.3. Calcule des compléments des charges permanentes	34
IV.3.1. Revêtement	34
IV.3.2. Les trottoirs	34
IV.3.3. La corniche	35
IV.3.4. Poids des glissières et gardes corps	35
IV.4. Calcul des surcharges	36
IV.4.1. Caractéristiques du pont	36
IV.5. Type des surcharges	37
IV.5.1.1. Système de charges A	38
IV.5.1.2. Système De Charge B	39
IV.5.1.3. Charges Militaires Mc 120	43
IV.5.1.4. Charges Exceptionnelles D240	44
IV.5.2. Coefficient De Majoration Dynamique	44

IV.6. Efforts De Freinage	45
IV.7. Action Thermique	46
IV.8. Force centrifuge	46
IV.9. Conclusion :	46
CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER.....	47
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. Système de charges Bc	48
V.2.2.3. Système de chargement Br	50
V.2.2.4. Système de chargement Bt	52
V.2.2.5. Système de charges Mc120	53
V.2.2.6. Système de Charges D240.....	55
V.3. CALCUL TRANSVERSAL	57
V.3.1. Introduction	57
V.3.2. Determination Des Parametres De Calcul.....	57
V.3.2.1. Calcul De Paramètre D'entretoisement θ	57
V.3.2.2. Paramètre De Torsion α	58
V.3.2.3. Calcul Des Moments Fléchissant	60
V.3.3. Calcul De Coefficient $K\alpha$ Pour Chaque Poutre.....	63
V.3.4. Construction Des Lignes D'influence	64
V.3.5. Calcul $K\alpha$ moy	64
V.3.6. Combinaisons des Charges.....	65
V.3.7. CONCLUSION	67
V.4. MODÉLISATION DU TABLIER SOUS ROBOT	67
V.4.1. Présentation du logiciel	67
V.4.2. Modèle structurel.....	67
V.4.3. Étapes de la modélisation	68
V.4.4. Les Résultats.....	69
V.5. ETUDE COMPARATIVE	69
V.5.1. CONCLUSION	70
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTES	71
VI.1. introduction	71

VI.2. LES PRINCIPAUX MODES DE LA PRECONTRAINTE	71
VI.3. DONNEES DE CALCUL.....	71
VI.4. Dimensionnement de la precontrainte :	73
VI.4.1. Nombre De Câbles A Mi-Travée :	73
VI.4.2. Détermination Du Nombre De Câbles A L'about	74
VI.5. Pré-vérification de la précontrainte :.....	75
VI.6. Trace des cables de precontrainte	77
VI.6.1. Principe	77
VI.6.2. Disposition des câbles.....	77
VI.6.2.1. Section médiane	77
VI.6.2.2. Section d'about	78
VI.7. CALCUL DES PERTES.....	81
VI.7.1. Les Pertes De Tension Instantanées.....	82
VI.7.1.1. Pertes Par Frottement	82
VI.7.1.2. Pertes Par Recul De L'ancrage	83
VI.7.1.3. Perte De Tension Par Déformations Instantanées Du Béton	84
VI.8. Pertes De Tension Différées	84
VI.8.1. Pertes Par Retrait.....	84
VI.8.2. Pertes Par Fluage.....	85
VI.8.3. Pertes par relaxation.....	86
VI.9. Pertes Totales :	86
VI.10. JUSTIFICATION DES POUTRES	86
VI.10.1. Sections De Vérification	86
VI.11. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS.....	88
VI.11.1. Effort De Précontrainte	88
VI.11.2. Justification des contraintes normales.....	88
VI.12. Justification des contraintes tangentielles	90
VI.13. Armateurs passives des zones tendus.....	91
VI.14. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	92
VI.14.1. Vérification A La Non Rupture Des Armatures Transversales	92
VI.14.2. Vérification de non-écrasement des bielles de béton.....	93
VI.14.3. Les armatures de peau.....	93
VI.15. CONCLUSION :	94
CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER	95
VII.1. INTRODUCTION	95

VII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES	95
VII.2.1. Flèche due au poids propre du tablier G	95
VII.2.2. Contre Flèche De Précontrainte	95
VII.2.3. Flèche De Construction	96
VII.2.4. Flèche maximal à ELS	96
VII.2.5. Flèche Totale	97
VII.2.6. VERIFICATION DE LA FLECHE.....	97
VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE	98
VII.3.1. Principe de ferrailage	98
VII.3.2. Evaluation des efforts	98
VII.4. Résultats :	99
VII.5. Ferrailage De L'entretoise	101
VII.6. ETUDE DE L'HOUDIS :	101
VII.6.1. Géométrie De L'hourdis	102
VII.6.2. Méthode De Calcul	102
VII.6.3. Les résultats	102
VII.6.4. Ferrailage	103
VII.7. CONCLUSION.....	104
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT	105
VIII.1. Introduction	105
VIII.2. Appareils d'appui	105
VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui	105
VIII.2.2. Constitution des appareils d'appui en élastomère fretté.....	105
VIII.2.3. Définition Géométrique D'un Appareil D'appui	106
VIII.2.4. Dimensionnement Des Appareils D'appui.....	106
VIII.2.4.1. Aire d'appareil d'appui	106
VIII.2.4.2. Calcul De L'épaisseur De L'appareil D'appui	106
VIII.3. L'ANALYSE SISMIQUE.....	108
VIII.3.1. Caractéristiques De L'ouvrage Relatives A L'étude Sismique	108
VIII.3.2. Méthodes D'analyse	108
VIII.3.2.1. Méthode Spectrale Monomodale.....	108
VIII.3.3. Méthode de Spectre de Réponse	110
VIII.3.3.1. Définition et Domaine d'Application	110
VIII.3.3.2. Les Spectres de Réponse	111
VIII.3.3.3. Modes significatifs	112

VIII.3.3.4. Combinaison des réponses modales	113
VIII.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008.....	115
VIII.4.1. Résistance A La Compression.....	115
VIII.4.2. Sécurité Au Flambement	115
VIII.4.3. Limitation de la distorsion.....	116
VIII.4.4. Condition de non glissement	117
VIII.5. Étude des des d'appuis	117
VIII.5.1. Dimensions en plan	118
VIII.5.2. Ferrailage des dès d'appuis	118
VIII.5.2.1. Armatures de chainage	118
VIII.5.2.2. Armatures horizontales :	119
VIII.5.2.3. Frette supérieure :	119
VIII.5.2.4. Frettes inférieures :	119
VIII.5.3. PLOT PARASISMIQUE	119
VIII.6. JOINT DE CHAUSSEE	120
VIII.6.1. Calcul de souffle.....	120
VIII.6.2. Type de joint.....	120
VIII.7. CONCLUSION	121
CHAPITRE IX : Etude de l'infrastructure	122
IX.1. INTRODUCTION	122
IX.2. ÉTUDE DE LA PILE	122
IX.2.1. Conception de la Pile	122
IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :.....	123
IX.2.3. Calcul du ferrailage :	124
IX.2.4. Ferrailage longitudinales :	124
IX.2.5. Calcul des efforts intérieurs relatifs :	124
IX.2.6. Ferrailage transversal	127
IX.2.7. Espacements des armatures :	127
IX.3. ETUDE DU CHEVETRE	128
IX.3.1. Dimensionnement à la flexion	129
IX.3.2. Ferrailage de chevetre	130
IX.3.2.1. Dimensionnement à la torsion :	130
IX.4. Etude de fondation :	132
IX.4.1. Choix de type de fondation :	132
IX.5. Etude des Pieux.....	132

IX.5.1. Nombre de pieux	132
IX.5.2. Actions sur les pieux	132
IX.5.3. Ferrailage de pieux.....	134
IX.6. Etude de la semelle	135
IX.6.1. Ferrailage de la semelle :	136
CONCLUSION GÉNÉRALE	138

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Site de l'ouvrage	3
Figure I.2 : Trace en plan	5
Figure I.3 : Profil en long de l'ouvrage	5
Figure I.4 : profil en travers	6
Figure I.5 : Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA	7
Figure I.6 : coupe lithologique du terrain au SC06	9
Figure II.1 : La gamme de portée de quelques types de ponts	10
Figure II.2 : Morphologie generale d'un pont a poutres en beton precontraint	12
Figure II.3 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs	17
Figure II.4 : Notation des dimensions	18
Figure II.5 : Modèle du tablier pour pré-dimensionnement variante (3)	21
Figure II.6 : Modèle de la poutre pour Pré-Dimensionnement variante 3	22
Figure II.7 : Différentes Sections De LA Poutre De la Variante 3	23
Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P	30
Figure IV.1 : Profil en long de la poutre	32
Figure IV.2 : Largeur roulable	36
Figure IV.3 : Largeur chargeable	36
Figure IV.4 : Système Bc	40
Figure IV.5 : Système Br.....	42
Figure IV.6 : Système Bt.....	42
Figure IV.7 : Convoi Mc120	43
Figure IV.8 : Convoi type D240.....	44
Figure V.1 : Sollicitations dues au poids propre.	47
Figure V.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie.	48
Figure V.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.	48
Figure V.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.	49
Figure V.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.....	50
Figure V.6 : : Surcharge Br à $x = L/2$	51
Figure V.7 : : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.....	52
Figure V.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.....	52
Figure V.9 : : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.	53
Figure V.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....	54
Figure V.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.....	55

Figure V.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.	55
Figure V.13 : Section équivalente.	59
Figure V.14: Les lignes d'influence du coefficient $K\alpha$	64
Figure V.15 : Modèle de calcul.	67
Figure V.16: Moment maximal à l'ELU ($1.35G + 1.35D240$).	69
Figure V.17 : Moment maximal à l'ELU ($G + D240$).	69
Figure VI.1: Etapes générales de réalisation.	71
Figure VI.2 : Caractéristiques de la poutre.....	72
Figure VI.3 : :contraint admissible.....	75
Figure VI.4 : Disposition constructive des câbles de précontrainte	77
Figure VI.5 : : Caractéristiques des plaques.....	78
Figure VI.6 : Disposition des plaques d'ancrages	78
Figure VI.7: distances a et b.....	79
Figure VI.8:Trajectoire des câbles.	81
Figure VI.9 : : Pertes par recul del'ancrage.....	83
Figure VI.10: Sections de vérification	87
Figure VI.11: Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.	91
Figure VI.12: Armature longitudinale.....	92
Figure VI.13: Ferrailage de la poutre	94
Figure VII.1:Flèche max de la poutre due à poids propre (G).	95
Figure VII.2: Contre Flèche de Précontrainte	96
Figure VII.1: Flèche maximal à ELS	97
Figure VII.2: Positions des vérins.	98
Figure VII.3: Modèle de calcul	99
Figure VII.4:Diagramme des moments à l'ELS	99
Figure VII.5: Diagramme des moments à l'ELU.....	99
Figure VII.6: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise.	100
Figure VII.7: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise.....	100
Figure VII.8: Ferrailage de l'entretoise.....	101
Figure VII.9: Moment max de la dalle à l'ELS.....	102
Figure VII.10: : Moment max de la dalle à l'ELU	103
Figure VII.11: Ferrailage de la dalle.	104
Figure VIII.1: : les appareils d'appui en élastomère fretté.....	106
Figure VIII.2 : Modèle de calcul multimodal.	111
Figure VIII.3 :: Spectre de réponse élastique (composante horizontale).	112

Figure VIII.4 : Les efforts max a la base de la pile 9 selon E1	114
Figure VIII.5: Les efforts max a la base de la pile 10 selon E2	114
Figure VIII.6: Les efforts max a la base de la pile 09 selon E3	115
Figure VIII.7 : Ferrailage du dé d'appui.	119
Figure VIII.8: type de joint de chaussée.	121
Figure VIII.9: Les caractéristiques des joints.....	121
Figure IX.1 : Implantation et hauteurs des piles.	122
Figure IX.2: dimension de la pile 10	123
Figure IX.3: : Abaque de WALTHER pour $\eta_i=0$	125
Figure IX.4 : : Abaque de WALTHER pour $\eta_s=\infty$	126
Figure IX.5:: ferrailage de la pile :.....	128
Figure IX.6 :Modélisation du chevetre	128
Figure IX.7: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)	129
Figure IX.8:: Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)	129
Figure IX.9:: Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)	129
Figure IX.10: Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)	130
Figure IX.11: schéma explicatif	130
Figure IX.12:: Ferrailage du chevetre	132
Figure IX.13:ferrailage du pieu.....	134
Figure IX.14: Vue en plan de la semelle	135

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Dimensions de Profil en Travers.....	6
Tableau I.2 : coefficient d'accélération d'après RPOA	8
Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01	13
Tableau II.2 : Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 01	14
Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02	15
Tableau II.4: les hauteur des voussoir et l'épaisseur d'hourdis inférieur	16
Tableau II.5 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.....	17
Tableau II.6 : Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 02	18
Tableau II.7 : dimension des poutres avec les formules de calcul de la variante (3) selon SETRAM.....	21
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.	22
Tableau II.9 : dimension des poutres sur appui et a mi-travée de la variante 3	23
Tableau II.10 : Estimation du prix	26
Tableau II.11 : l'analyse du point de vue	26
Tableau III.1 :Caractéristiques du béton utilisé	29
Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives	31
Tableau IV.1 : Poids propre de la poutre	33
Tableau IV.2 : Poids de l'entretoise	33
Tableau IV.3 : Résultats de calcul des CP	34
Tableau IV.4 : Résultats de calcul des CCP.....	35
Tableau IV.5 : Poids total du tablier	36
Tableau IV.6 : Classe de pont	37
Tableau IV.7 : Coefficients a_1	38
Tableau IV.8 : valeurs de v_0	39
Tableau IV.9 : Résultat de calcul de $A(l)$	39
Tableau IV.10 : Coefficients b_c	41
Tableau IV.11 : Résultat de calcul de B_c	41
Tableau IV.12 : Coefficients b_t	43
Tableau IV.13 : Résultat de calcul de B_t	43
Tableau IV.14: Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	45
Tableau IV.15 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de $A(l)$	46
Tableau V.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G	47
Tableau V.2 : Les éléments de réduction sous $A(L)$	48

Tableau V.3 : Effort tranchant sous charge Bc.	49
Tableau V.4 : Moment fléchissant sous charge Bc.	50
Tableau V.5 : Effort tranchant sous charge Br.	51
Tableau V.6 : Moment fléchissant sous charge Br.	51
Tableau V.7 / Effort tranchant sous charge Bt.	52
Tableau V.8 : : Moment fléchissant sous charge Bt.	53
Tableau V.9 : Effort tranchant sous charge Mc120.	54
Tableau V.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120.	54
Tableau V.11 : Effort tranchant sous charge D240.	55
Tableau V.12 : Moment fléchissant sous charge D240.	56
Tableau V.13 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.	56
Tableau V.14 : Le calcul de paramètre d'entretoisement θ	58
Tableau V.15 : Le calcul de paramètre de torsion α	60
Tableau V.16 : Tableau de K0 pour $\Theta=0.85$	60
Tableau V.17 : Tableau de K1 pour $\Theta=0.85$	61
Tableau V.18 : Tableau de K0 pour $\Theta=0.90$	61
Tableau V.19 : Tableau de K1 pour $\Theta=0.90$	61
Tableau V.20 : Tableau de K0 pour $\Theta=0.89$	62
Tableau V.21 / Tableau de K1 pour $\Theta=0.89$	62
Tableau V.22 : Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$	63
Tableau V.23 : Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles	63
Tableau V.24 : les surfaces.	65
Tableau V.25 : valeur de k_{α} (α moy)	65
Tableau V.26 : combinaisons de charges	68
Tableau VI.1: Données de l'ouvrage.	71
Tableau VI.2: Caractéristiques de béton.	72
Tableau VI.3 :Caractéristiques des câbles 12T15.	72
Tableau VI.4 : Résultats logiciel.	72
Tableau VI.5 : Résulta Calcul de P min.	74
Tableau VI.6 : Détermination de nombre de câbles à l'about.	74
Tableau VI.7 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.	76
Tableau VI.8 : Résultats de vérification des contraintes.	76
Tableau VI.9: Position des câbles	79
Tableau VI.10 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	80

Tableau VI.11 : Résultats de calcul de α , F, R, β	81
Tableau VI.12 : Les Coefficients de frottement	82
Tableau VI.13 : Valeurs des pertes dues au frottement.....	83
Tableau VI.14 : : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage.	83
Tableau VI.15 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton	84
Tableau VI.16 : Valeurs des pertes par retrait de béton.	85
Tableau VI.17: Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton	85
Tableau VI.18: : Valeurs des pertes par relaxation	86
Tableau VI.19: les pertes totales	86
Tableau VI.20:Les Caractéristiques des sections de vérification.....	87
Tableau VI.21:Limitation des contraintes.	87
Tableau VI.22 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	88
Tableau VI.23: : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02.	89
Tableau VI.24 : : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04.	89
Tableau VI.25: Effort de précontrainte.	90
Tableau VI.26: Contrainte tangentielle.	91
Tableau VI.27: : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues	91
Tableau VI.28:Détermination de l'angle βu	92
Tableau VII.1: Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.	101
Tableau VII.2: Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.	103
Tableau VIII.1: Dimensions de l'appareil d'appui.....	107
Tableau VIII.2 : calcul des masses des piles	109
Tableau VIII.3: calcul des masses des chevêtres	110
Tableau VIII.4: Modes propres.	113
Tableau VIII.5: Résultat de calcul de P_u	116
Tableau VIII.6:: Résultat de calcul	117
Tableau IX.1: Vérification de flambement de la pile 10.....	123
Tableau IX.2: les efforts appliqué à la pile 10	124
Tableau IX.3: : Ferrailage de la pile.....	127
Tableau IX.4:: Ferrailage de chevetre.	131
Tableau IX.5 : Tableau de Warner.	133
Tableau IX.6: Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.	134
Tableau IX.7 : méthode des bielles	136

LISTE DES ABREVIATION

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire.
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles.
BA : Béton Armé.
12T15 : deuze (12) torons de 15.3 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

LISTE DES SYMBOLES

f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
 f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
 f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
 f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
 σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
 σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
 σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_s : Contrainte limite de l'acier.
 σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 S_{ae} : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
 S_t : Espacement des armatures Transversales.
 ΔT : Variation uniforme de la température
 $\Delta \theta$: Gradient.
 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.
 $\Delta \sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION GENERALE

Le Projet de Fin d'Études représente la phase finale de la formation de l'ingénieur et constitue un passage essentiel entre l'apprentissage académique et la pratique professionnelle. Il offre l'occasion d'appliquer de manière concrète les notions théoriques acquises durant les années d'études et de développer les compétences nécessaires pour analyser, concevoir et optimiser un ouvrage répondant à des exigences réelles.

Le présent travail porte sur l'étude et la conception d'un viaduc situé au PK 44.1 de la pénétrante de Béjaïa, un axe routier majeur reliant l'autoroute Est–Ouest au port de Béjaïa. Ce projet s'inscrit dans une dynamique nationale visant à améliorer la fluidité du trafic, renforcer les échanges économiques et sécuriser les déplacements dans une région caractérisée par un relief complexe et une activité sismique élevée.

La réalisation d'un ouvrage d'art tel qu'un viaduc nécessite une approche multidisciplinaire intégrant plusieurs domaines du génie civil : l'analyse topographique, l'étude géotechnique, la mécanique des structures, la réglementation parasismique et le contrôle des matériaux. La conception doit répondre à des exigences strictes en termes de sécurité, de durabilité et d'adaptation aux particularités du site. Elle implique également une comparaison rigoureuse entre différentes variantes structurelles afin de sélectionner la solution la plus appropriée.

Ce mémoire s'articule autour de plusieurs axes fondamentaux :

- La présentation générale du projet et la définition des données de base nécessaires à la conception.
- L'analyse des contraintes du site et la proposition de variantes structurelles adaptées.
- Une analyse multicritère permettant de choisir la solution optimale.
- Le dimensionnement détaillé de la superstructure, de l'infrastructure et des ouvrages complémentaires.
- L'étude des actions appliquées, incluant les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et l'action sismique.

À travers ce projet, nous avons mobilisé nos compétences en génie civil afin de mener une étude complète, cohérente et conforme aux exigences techniques d'un ouvrage

d'artcontemporain. Ce travail constitue une expérience formatrice qui nous prépare à relever les défis du métier d'ingénieur dans le domaine des infrastructures routières.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art tels que les ponts constituent des éléments essentiels dans le développement des infrastructures routières. Ils permettent de franchir différents obstacles naturels ou artificiels comme les vallées, les oueds ou les routes.

La conception d'un viaduc nécessite une étude approfondie des conditions du site, notamment les données géométriques, géotechniques et environnementales afin d'assurer la sécurité, la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Dans ce travail, nous nous intéressons à l'étude d'un viaduc situé sur la pénétrante autoroutière reliant Béjaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Situation du projet

Le projet concerne la construction d'un viaduc situé au PK 44+556 sur la pénétrante autoroutière **Béjaïa–Ahnif**.

Cette pénétrante constitue un axe routier important permettant de relier le port de Béjaïa à l'autoroute Est-Ouest et d'améliorer les échanges économiques et la circulation dans la région.

Le site du projet se trouve dans la région de **Sidi Aïch**, caractérisée par une topographie de vallée associée à l'Oued Soummam.

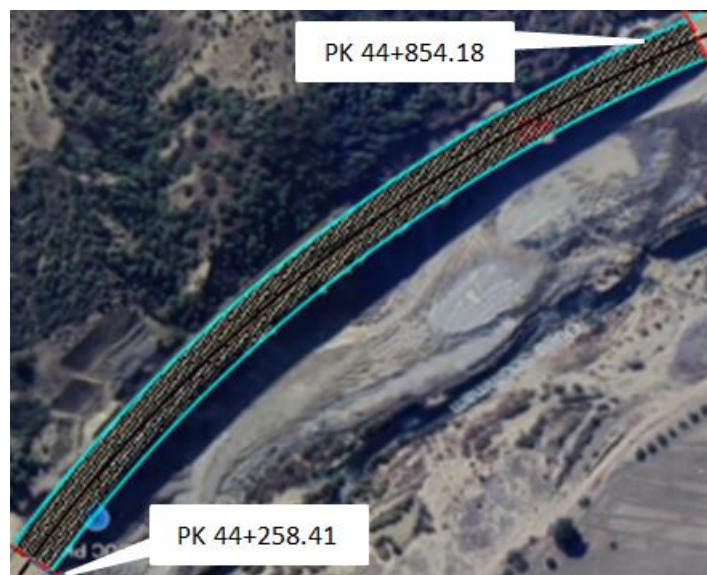


Figure I.1 : Site de l'ouvrage

I.2.2. Objectif du projet

L'objectif principal de ce viaduc est de permettre le franchissement de la vallée tout en assurant la continuité de la pénétrante autoroutière Béjaïa-Ahnif.

La réalisation de cet ouvrage vise également à :

- améliorer la fluidité du trafic routier
- réduire le temps de parcours entre les différentes régions
- assurer la sécurité et le confort des usagers
- contribuer au développement économique de la région

I.2.3. Obstacles à Franchir

- La vallée de l'Oued Soummam, qui constitue l'obstacle naturel principal du site.
- Les terrains alluvionnaires de la vallée, formés par les dépôts issus du creusement de l'oued.
- La topographie accidentée de la vallée, nécessitant la construction d'un ouvrage d'art pour assurer la continuité de la pénétrante autoroutière.

I.3. DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

Tracé En Plan

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

-Du début de l'ouvrage PK44+258.41 jusqu'à la fin de l'ouvrage PK44+854.18: Arc de rayon $R=1100\text{m}$ et de longueur $L=596\text{m}$.

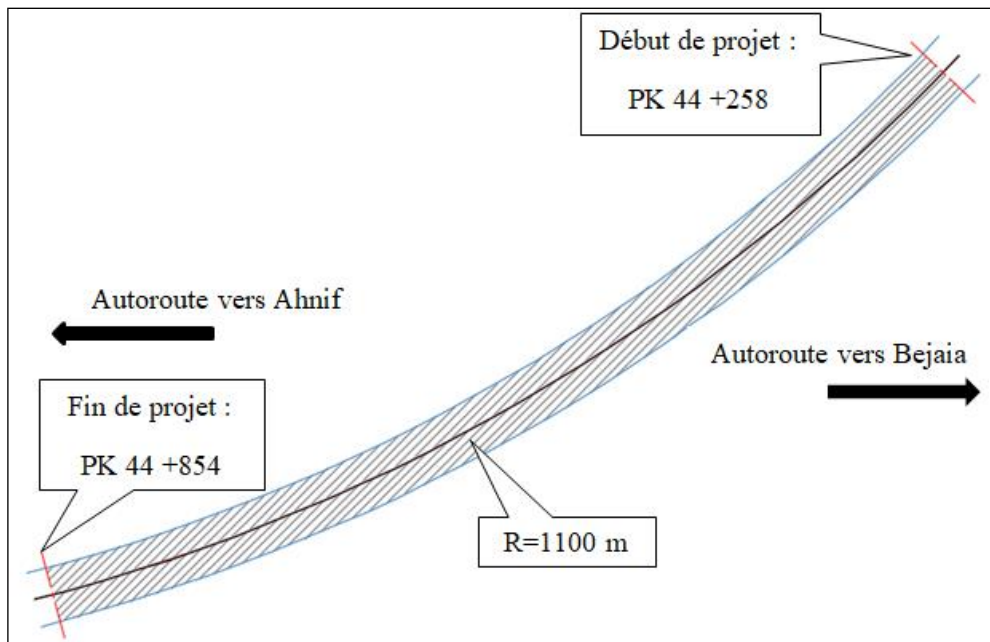


Figure I.2 :Trace en plan

I.3.2. Profil En Long

Le profil en long est une ligne fictive obtenue par une coupe verticale suivant l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan de l'ouvrage par rapport le terrain naturel.

L'axe de roulement présente :

- Le tracé longitudinal présente une pente de $+1.84\%$.
- La dénivellé maximale entre la ligne de projet et le terrain naturel est 33.45 m .

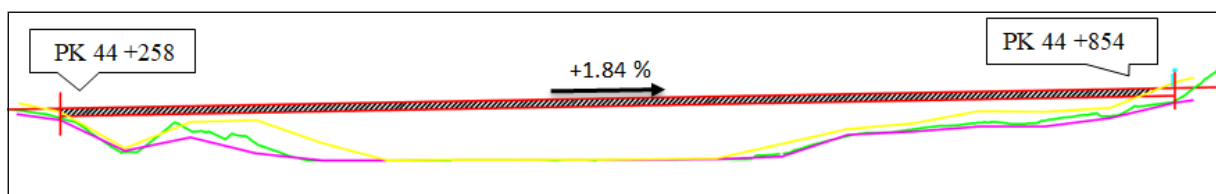


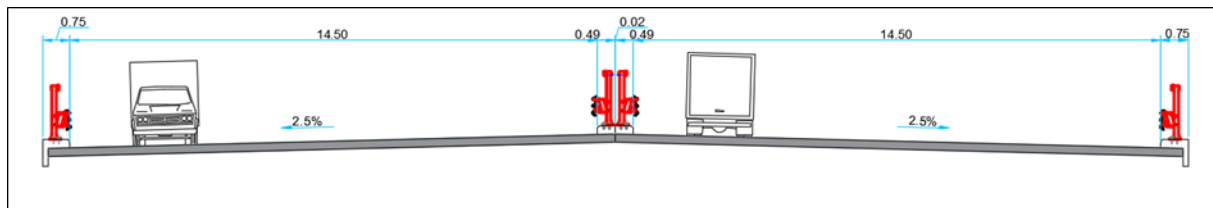
Figure I.3 : Profil en long de l'ouvrage

I.3.3. Profil En Travers

Tableau I.1 : Dimensions de Profil en Travers

Les Caractéristiques De L'ouvrage	La Largeur Totale Du Tablier [m]	La Largeur Roulable [m]	La Largeur Du Trottoir [m]	Le Divers
La valeur	15.74	14.5	0.75	2.5%

Figure I.4 :profil en travers



I.3.4. Les Données Naturelles

I.3.4.1. Données Sismologiques

➤ **Classification de l'ouvrage :**

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

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 :

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Béjaïa, correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

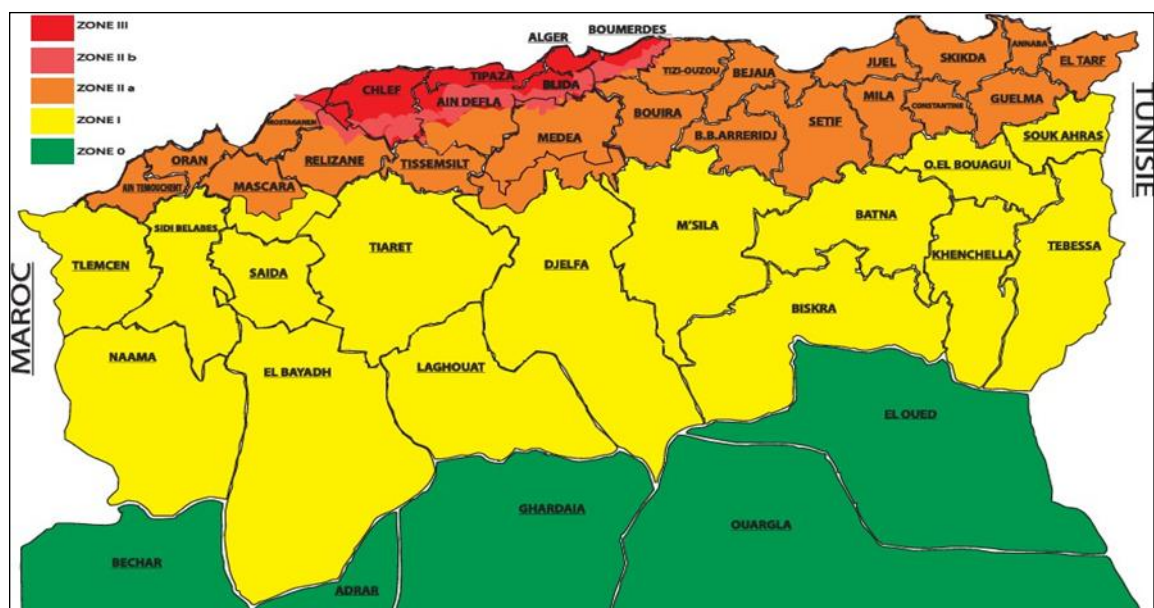


Figure I.5 : Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA

➤ coefficient d'accélération

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

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

Tableau I.2 : coefficient d'accélération d'après RPOA

Le site étudié se situe dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Et puisque l'ouvrage est de grande importance (groupe 2), alors le coefficient d'accélération pris est **A = 0.20 g**.

I.3.5. Données Climatiques

➤ Vent

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

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service.

➤ Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

Selon le RCPR on prend la variation de température uniforme en Algérie de Nord (climat tempéré) : +35° C et -15°.

I.3.6. Données Géotechnique

L'étude géotechnique réalisée sur le site du viaduc comprend plusieurs sondages carottés et essais pressiométriques afin de déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Les investigations ont montré que le terrain est constitué principalement de deux formations géologiques :

❖ Formation de couverture (0 à 8 m)

Cette couche est composée essentiellement :

- d'argile limono-sableuse
- d'alluvions grossières issues de la vallée

Les caractéristiques pressiométriques de cette formation varient entre :

- Pression limite : 3 bars à 35.9 bars
- Module pressiométrique : 18.2 bars à 525.5 bars

Les analyses de laboratoire indiquent que ce sol présente :

- une granulométrie fine
- une plasticité relativement élevée
- un potentiel de gonflement moyen.

❖ **Substratum marneux (8 à 23 m)**

Sous la couche de couverture, on trouve un substratum constitué de marnes altérées et friables devenant plus résistantes avec la profondeur.

Les caractéristiques pressiométriques de cette formation sont :

- Pression limite : 35.9 bars à 77.9 bars
- Module pressiométrique : 525.5 bars à 5475.5 bars

Cette formation présente une bonne capacité portante et elle est non agressive vis-à-vis du béton des fondations.

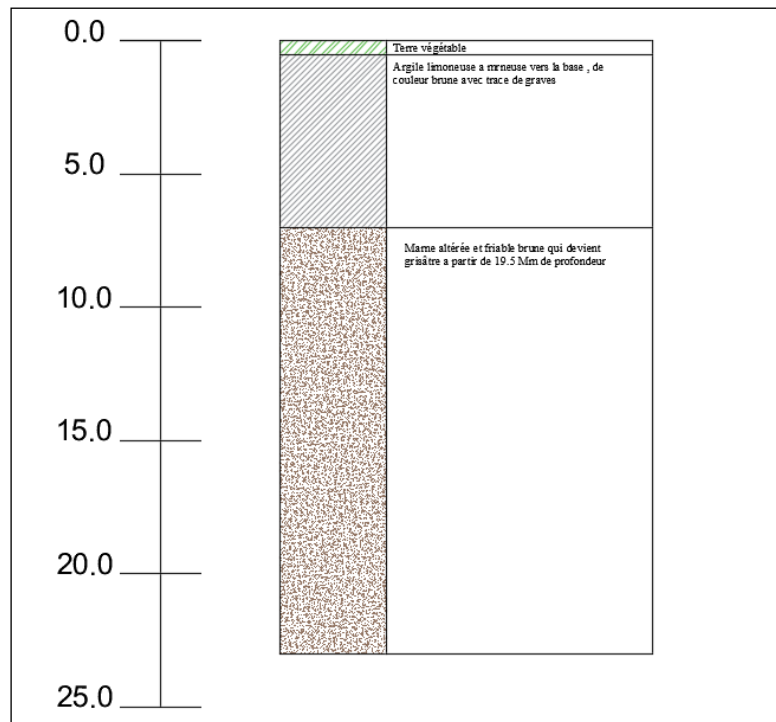


Figure I.6 : coupe lithologique du terrain au SC06

I.4. CONCLUSION :

La première étape essentielle pour parvenir à une conception parfaitement adaptée aux contraintes spécifiques de la zone d'étude est la reconnaissance approfondie de celle-ci.

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons la conception et le pré-dimensionnement du viaduc étudié, Cette étape joue un rôle déterminant dans la définition des caractéristiques générales de l'ouvrage et dans la garantie de son bon fonctionnement, aussi bien durant la phase d'exécution que durant la phase d'exploitation.

Le pré-dimensionnement de la superstructure est effectué conformément aux recommandations du S.E.T.R.A (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) ainsi qu'aux prescriptions des règlements en vigueur.

La conception des viaducs vise à proposer une solution de franchissement techniquement fiable et économiquement optimale, tout en tenant compte des contraintes naturelles, topographiques, géotechniques, sismiques et fonctionnelles du site. Elle doit également intégrer des exigences relatives à la durabilité, à la sécurité et à la qualité architecturale de l'ouvrage.

La gamme de portée de quelques types de ponts :

Figure II.1 : La gamme de portée de quelques types de ponts

Type	Portées						
	35m	70m	90m	120m	150m	200m	300m
- Ponts en BP construits par encorbellements							
- Ponts en BP poussés							
- Ponts mixtes à poutres							
- Ponts mixtes à caissons							
- Ponts à dalle orthotrope à caissons							
- Ponts à haubans (acier ou béton)							

II.2. LES PARAMÈTRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

La démarche de conception d'un pont suit généralement trois grandes étapes :

1. Le recueil des données fonctionnelles et naturelles,
2. Le choix d'une structure adaptée aux contraintes du site,
3. L'étude détaillée de la solution retenue.

Pour déterminer le type d'ouvrage le plus approprié au contexte de la pénétrante de Béjaïa, plusieurs paramètres doivent être pris en considération :

- ✓ La nature de la voie portée (pont-route dans notre cas).
- ✓ Le matériau principal de la superstructure.
- ✓ La méthode de construction la plus adaptée au site.
- ✓ Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- ✓ Les délais de réalisation envisagés.
- ✓ Le gabarit à respecter pour le trafic.
- ✓ La position et le nombre des appuis intermédiaires possibles.
- ✓ La nature du sol et les caractéristiques géotechniques des fondations.
- ✓ La nature et l'importance de l'obstacle à franchir.

II.3. PROPOSITIONS DES VARIANTES

Afin de sélectionner la solution la plus adéquate pour notre viaduc, trois variantes de conception sont proposées :

- Variante 01 : Pont à poutres en béton précontraint par post-tension.
- Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint, construit par encorbellements successifs.
- Variante 03 : Pont mixte bipoutres (acier – béton).

II.4. PROCÉDURE DE CHOIX DU TYPE DE PONT

Il existe plusieurs méthodes permettant aux concepteurs de sélectionner la variante la plus optimale. Il est recommandé d'examiner différentes alternatives structurales, en s'appuyant sur l'expertise de l'ingénieur et sur une analyse rationnelle et comparative.

Dans ce projet, le choix final reposera sur une analyse multicritère, permettant de comparer les trois variantes proposées selon des critères techniques, économiques et constructifs.

II.5. PRÉSENTATION DES TROIS VARIANTES :

II.5.1. Variante 1: pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension :

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraintes par prés-tension qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

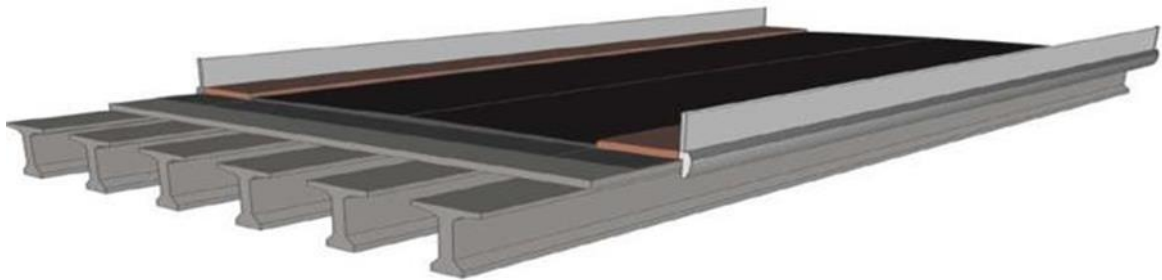


Figure II.2 : Morphologie generale d'un pont a poutres en beton precontraint

II.5.1.1. Conception Longitudinale

Pour cette variante, on a proposé une projection d'un pont de 17 travées isostatiques de longueur de 35 mètres., Ce qui nous donne une longueur totale de 596m. « PK 44+258 → PK 44+854 ».

Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01

Pile / Culée	PK
C1	44+258
P1	44+293
P2	44+328
P3	44+363
P4	44+398
P5	44+433
P6	44+468
P7	44+503
P8	44+538
P9	44+573
P10	44+608
P11	44+644
P12	44+678
P13	44+713
P14	44+748
P15	44+783
P16	44+818
C2	44+853

II.5.1.2. Conception Transversal

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II.2 : Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 01

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 à 40m	35 m
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	2m
Entraxe des poutres de rive	La: dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	14m
Nombre des poutres	$N = (L_a / \lambda) + 1$	8
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_T < L/17$	2m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	20cm
Hauteur de la poutre	$H_p = H_T - e$	1.8m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.40m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	10cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20cm
Epaisseur d'âme	à mi- travée	20cm
	en zone d'about	60cm
	à l'intermédiaire	40cm
Gousset de la table de compression	/	27°
Pente de la face inférieure de la table de compression	/	1/8
Gousset du talon	$1 \leq \tan \alpha \leq 1,5$	45°
Entretoise d'about	/	30 × 140 cm ²

II.5.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint constitué d'une succession de pièces appelées voussoirs, reliées entre elles par précontrainte selon diverses méthodes d'exécution. Les voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, en fonction des moyens disponibles et des capacités de l'entreprise de réalisation. Les ponts caisson sont divisés en deux types :

- Pont caisson a hauteur variable : Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 65-70 mètres.
- Pont caisson a hauteur constante : Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65-70 mètres.

II.5.2.1. Conception Longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur variable composé de quatre (04) travées principales de 114 m de longueur et deux (02) travées de rives de 69.5m de longueur (61% de la travée principale), ce qui résulte une longueur totale du viaduc égale à 595m.

Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02

Pile / Culée	PK
C1	44+258.0
P1	44+327.5
P2	44+441.5
P3	44+555.5
P4	44+669.5
P5	44+783.5
C2	44+853

II.5.2.2. Le Choix d'une Hauteur Variable

Le guide SETRA stipule que : « Au-delà de 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement et une solution de hauteur constante est de plus en plus pénalisée par rapport à une solution de hauteur variable ».

Donc, on a choisi une conception à hauteur variable, le guide recommande deux types de hauteur variable :

1. Parabolique
2. Selon d'autres lois (linéaires, cubique...etc.)

La variation cubique atténue légèrement les effets du poids propre et confère une allure un peu plus tendue qu'une variation parabolique. Toutefois, elle peut entraîner des problèmes d'insuffisance de hauteur près du quart des travées, en raison d'une variation de hauteur inadaptée à la répartition des moments fléchissants et des efforts tranchants. Étant donné que notre projet, avec une largeur de 15.74 m transversalement, est soumis à des charges et surcharges très importantes, nous avons opté pour une variation parabolique.

Tableau II.4: les hauteur des voussoir et l'epaisseur d'hourdis inferieur

Hp=	7 m
Hc=	3.5 m
I=	51.7 m
Lv=	4.75 m

Ep=	0.75 m
Ec=	0.3 m
I=	51.7 m
Lv=	4.75 m

N° Vrs	X	H(x)
Vsp	0.00	7.00
V1	4.75	6.39
V2	9.50	5.83
V3	14.25	5.34
V4	19.00	4.90
V5	23.75	4.52
V6	28.50	4.20
V7	33.25	3.95
V8	38.00	3.75
V9	42.75	3.60
V10	47.50	3.52
V11	52.25	3.50

N° Vrs	X	E(x)
Vsp	0.00	0.75
V1	4.75	0.67
V2	9.50	0.60
V3	14.25	0.54
V4	19.00	0.48
V5	23.75	0.43
V6	28.50	0.39
V7	33.25	0.36
V8	38.00	0.33
V9	42.75	0.31
V10	47.50	0.30
V11	52.25	0.30

II.5.2.3. Découpage des voussoirs :

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

- Voussoirs sur piles.
- Voussoirs de clavages.
- Voussoirs courants.
- Partie coulée sur cintre.

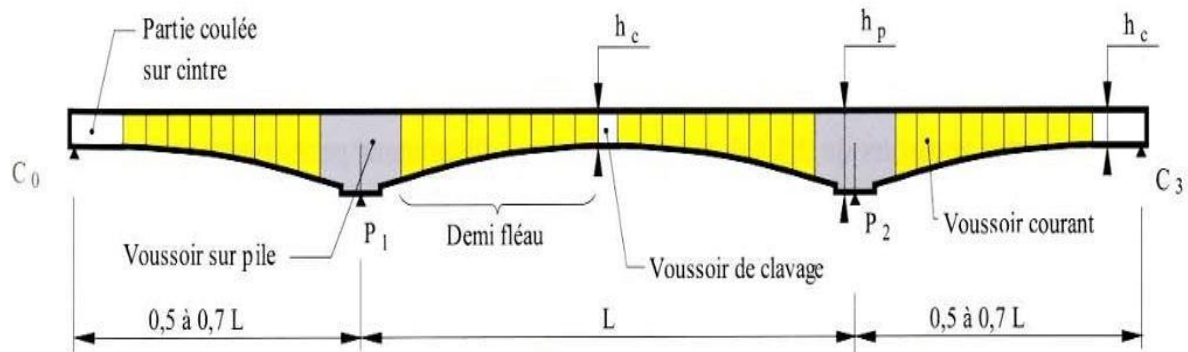


Figure II.3 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs

II.5.2.4. Conception Transversal

La conception transversale de cette variante a été faite à l'aide du guide de conception SETRA [Ponts en béton précontraint construits par encorbellement successifs/2003].

Tableau II.5 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre de voussoir
Courant	2.5 à 5m	4.7m	110
Sur pile	≥ 8	9m	5
Clavage	1.5 à 3m	1.6m	6
Coulé sur cintre	$\geq 0.05L$	6.25m	4

Puisque on a une largeur de tablier inférieure à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un Monocaissons simples.

Figure II.4 : Notation des dimensions

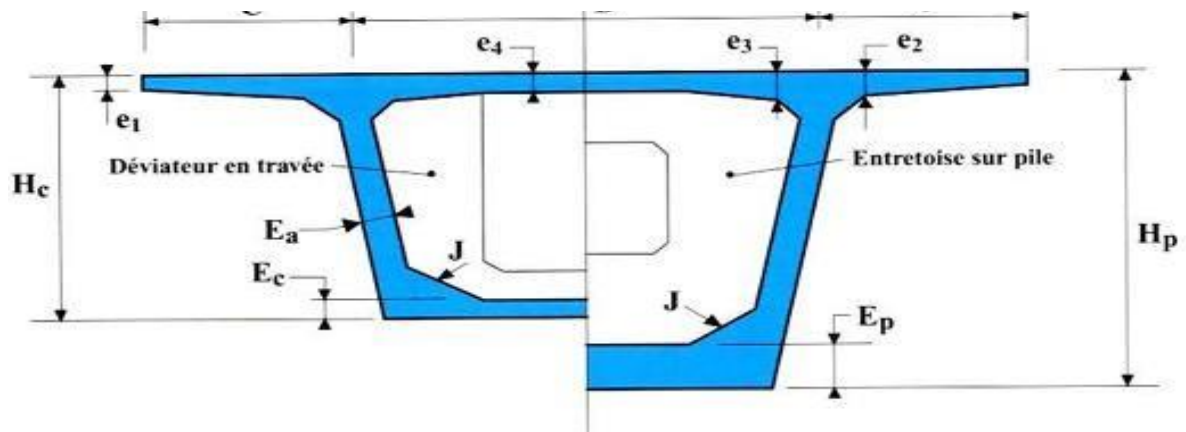
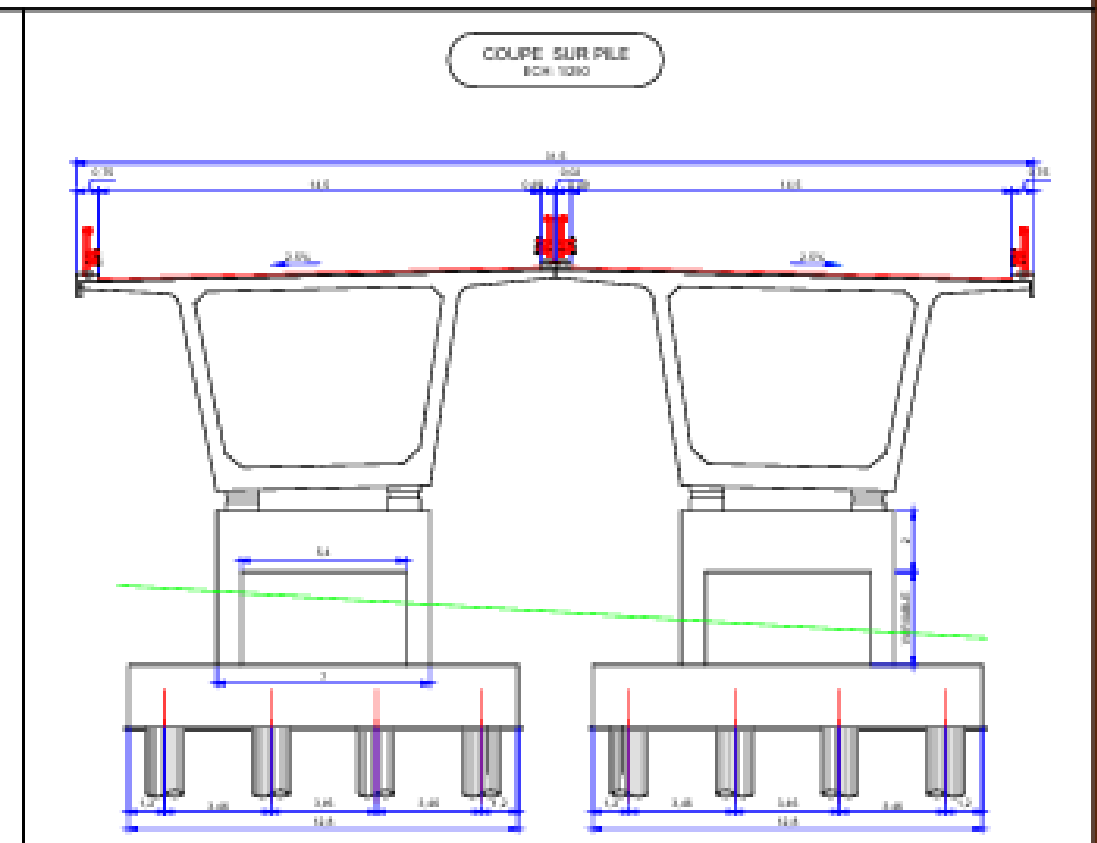
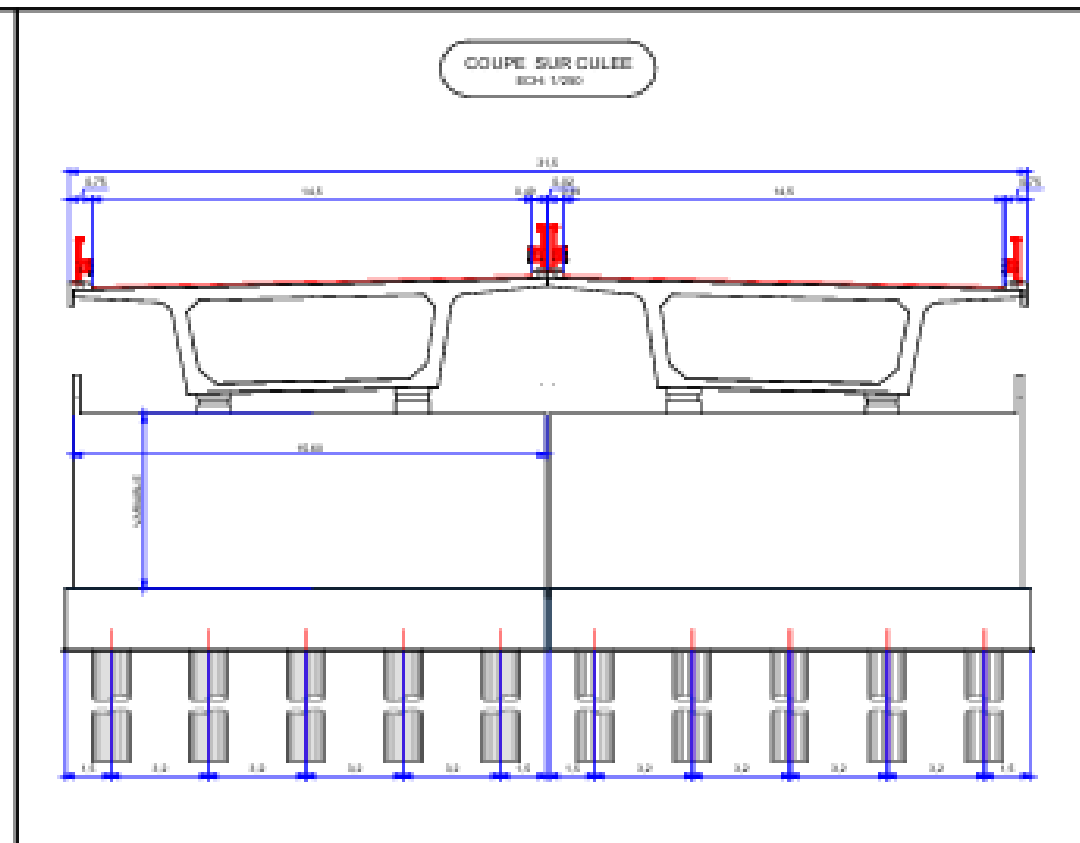
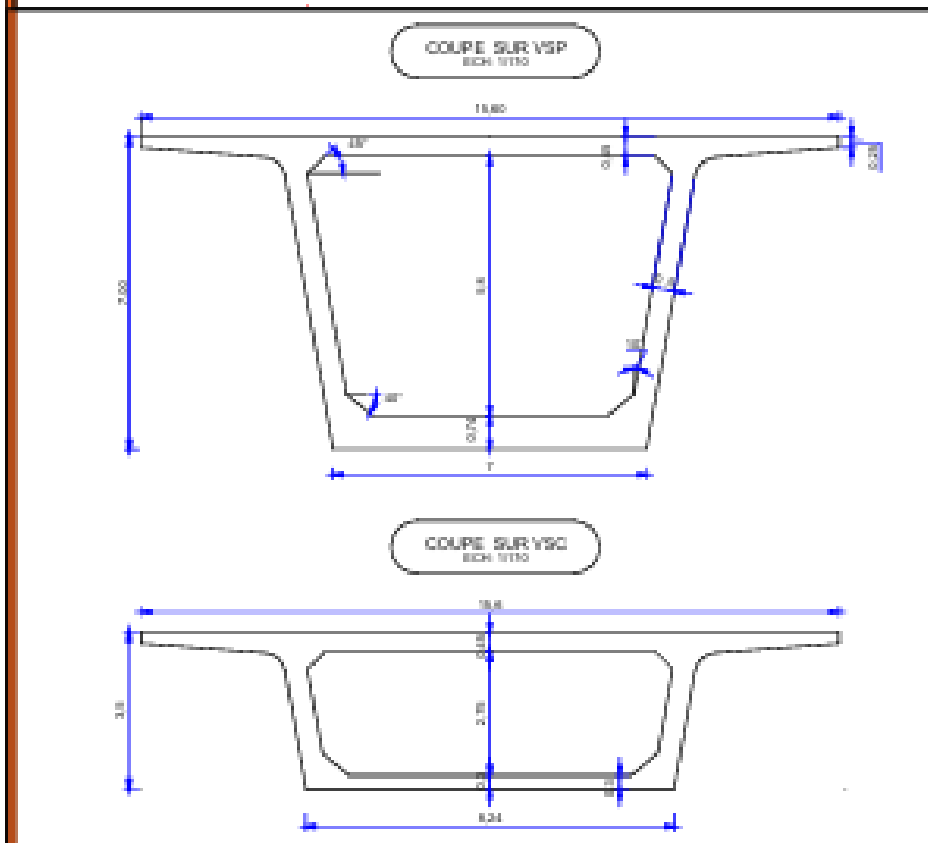
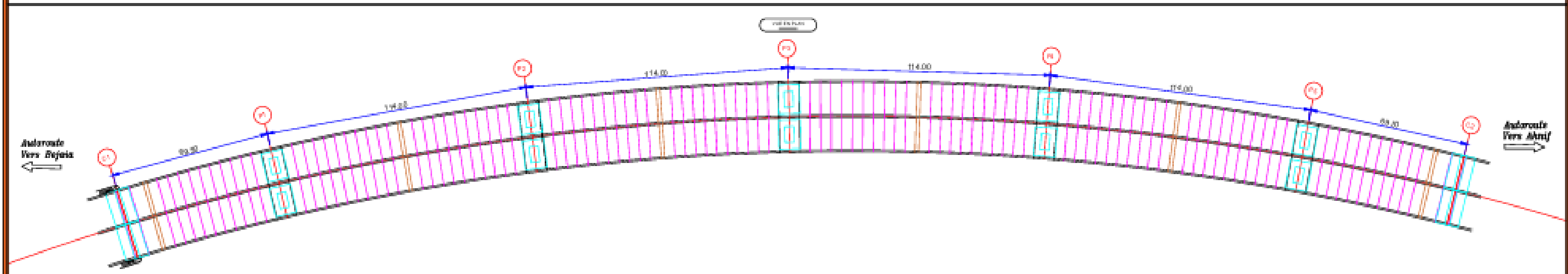
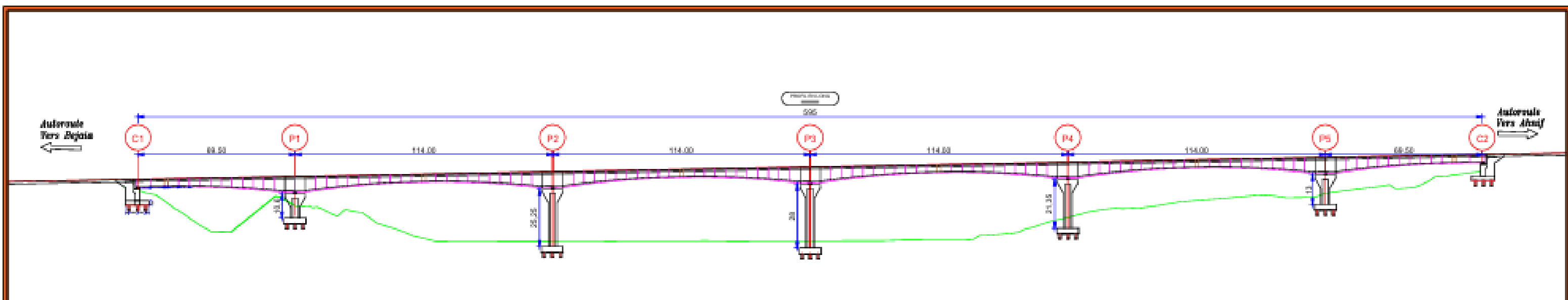


Tableau II.6 : Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 02

Dimension		Ration usuel	Valeur retenue
La Hauteur de voussoir	sur Pile	$L/18 \leq H_p \leq L/16$	7 m
	à la clef	$L/35 \leq H_c \leq L/30$	3.5 m
Largeur du voussoir		B	15.6m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	3.9m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	7.8m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25cm
	e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	50cm
	e3	$e3=10 D/25$ avec ($e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5e4$)	40cm
	e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	30cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	15%
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$Ea \geq 26 + L/500$	50cm
	A la clef		50cm
Epaisseur	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	75cm

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

de l'hourdis inf	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30cm
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°



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 de fin d'études

Conception et étude d'un viaduc sur la
 liaison autoroutière BEJAIA _ AHNIF

Variante 2: Pont voussoirs en
 béton précontraint construit
 par encorbellements successifs

Réalisé par

DJENADI Rahma
 BOUHADJER Khouider

Encadré par

BOUZIANE Nasser

Année universitaire

2025/2026

II.5.3. Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont composés de profilés métalliques continus reliés par des entretoises, assurant à la fois le maintien de l'écartement entre les poutres et la résistance aux moments de torsion. Une dalle en béton armé est connectée aux semelles supérieures des poutres par des connecteurs, garantissant ainsi un travail commun des deux matériaux.

Les portées de ce type d'ouvrage s'étendent généralement de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 m à 90 m pour les travées indépendantes.

Le choix du type de section transversale dépend des caractéristiques de l'ouvrage. La section en caisson est recommandée pour les ouvrages élancés ou fortement courbés, tandis que la section multi-poutres convient aux ouvrages larges et de faible portée. La solution bipoutre a été adoptée dans ce projet pour ses avantages économiques.

II.5.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 596 m. Donc on projette 8 travées principales de 62 m (L) et deux travées de rives de 50 m (0.8 L).

II.5.3.2. Conception transversale

Le choix du bipoutre étant arrêté, il convient de déterminer la nature de la liaison entre les deux poutres : entretoise ou pièce de pont, ainsi que la conception de la dalle.

Le choix entre pièce de pont et entretoise dépend essentiellement de la largeur totale du tablier. Cependant, d'autres facteurs peuvent intervenir dans ce choix, notamment :

- La position des gargouilles.
- Le poids des superstructures en encorbellement.

L'utilisation des pièces de pont est fortement recommandée pour les ouvrages de largeur comprise entre 13 m et 20 m environ, ce qui est le cas de notre viaduc dont la largeur totale est de $L_T = 15,60$ m.

II.5.3.3. L'épaisseur de la dalle

Cette solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées tous les 4 mètres, ces dernières sont appelées pièces de pont. La dalle a une épaisseur constante d'environ 25 cm et est connectée

aux pièces de pont en appliquant les mêmes règles que pour la connexion aux poutres. La figure ci-dessous montre un bi-poutre avec pièces de pont sans console.

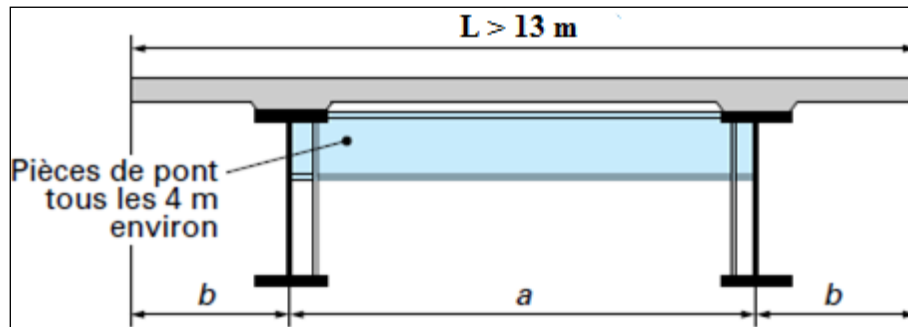


Figure II.5 : Modèle du tablier pour pré-dimensionnement variante (3)

II.5.3.4. Pré-dimensionnement des poutres et des pièces de pont :

L'objet du pré-dimensionnement est de donner des valeurs indicatives des principales dimensions des éléments de la structure, le tableau ci-dessous donne les différents paramètres en respectant la notation sur la figure montrant la coupe transversale de la bi-poutre avec pièce de pont sans console.

On définit le paramètre de calcul X comme suit :

$$X = \frac{(2 \times L_{cent} + 1.25 \times L_{rive})}{3} \Rightarrow X = 62.7 \text{ m}$$

Tableau II.7 : dimension des poutres avec les formules de calcul de la variante (3) selon SETRAM

Elément	Formule de calcul	Application numérique
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \times \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0.333}, 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	2.44m
Entraxe des poutres	LA=environ 0.55Lt LB=Lt-4m	LA=8.88m LB=11.8m
Largeur des semelles inf .Binf	$0.25 + L_t/40 + X/125$	1.13m
Largeur des semelles sup Bsup	Binf- 0,2 pour un tablier à quatre voies	1 m
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1/11ème de LA HP mini = environ 300 mm	HP= 0.8m HP mimi=0.300m
Epaisseur de la dalle	24 à 26 cm	25cm

Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 275 kg/m ³	275 kg/m ³
---------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	$10 \text{ mm} \leq t_w \leq 12 \text{ mm}$	12
Hauteur de l'âme	$L_{pp} / 15 \leq d \leq L_{pp} / 10$ ($L_{pp} = 8.88 \text{ m}$)	760
Largeur de la semelle	$220 \text{ mm} \leq b \leq 300 \text{ mm}$	300
Epaisseur de la semelle	$t_f \approx 20 \text{ mm}$	20
Hauteur totale	$H_{pp} = d + 2 \times t_f$	800

➤ **Coupe transversale de la poutre**

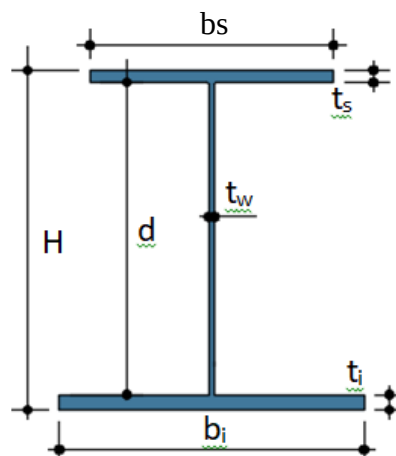


Figure II.6 : Modèle de la poutre pour Pré-Dimensionnement variante 3

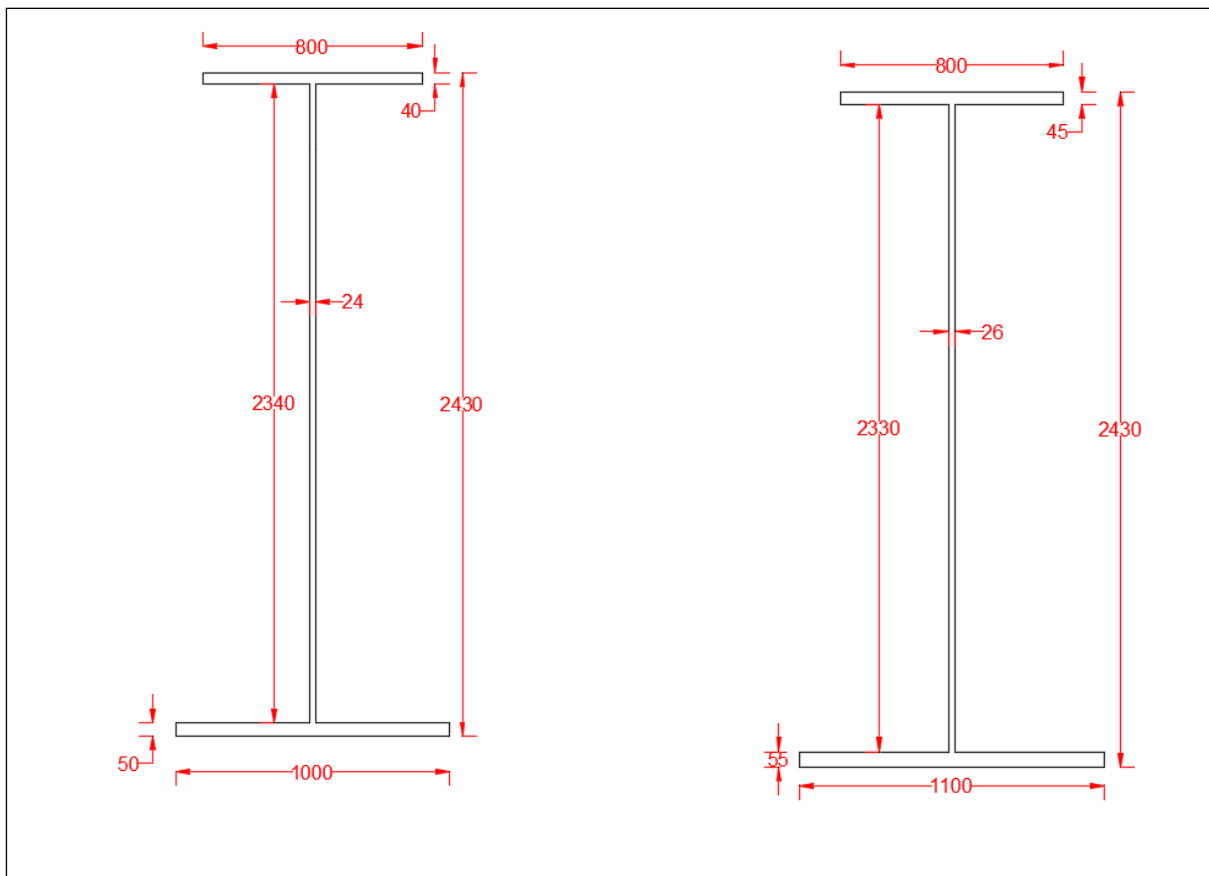
➤ **Définition des paramètres :**

- bs : largeur de la semelle supérieure.
- ts : Épaisseur de la semelle supérieure.
- bi : largeur de la semelle inférieure.
- ti : épaisseur de la semelle inférieure.
- tw : épaisseur de l'âme

Tableau II.9 : dimension des poutres sur appui et a mi-travée de la variante 3

Section		A mi- travée	Sur appui
Semelle Sup (mm)	t_s	40	45
	b_s	800	800
Semelle inf (mm)	t_i	50	55
	b_i	1000	1100
Ame (mm)	d	2340	2330
	e	24	26

Figure II.7 : Différentes Sections De LA Poutre De la Variante 3



II.6. ANALYSE MULTICRITERE

II.6.1.1. Analyse des avantages et des inconvénients des variantes

Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP

Avantages :

- Maîtrise de la préfabrication permettant d'assurer une bonne qualité d'exécution et un meilleur contrôle dimensionnel.
- Réduction des délais de réalisation grâce à la préfabrication des poutres parallèlement aux travaux des fondations et des appuis.
- Réutilisation efficace des coffrages, contribuant à la réduction des coûts de construction.
- Système isostatique peu sensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets thermiques.
- Faibles besoins d'entretien durant la phase d'exploitation.

Inconvénients :

- Poids propre important du tablier nécessitant des infrastructures et des fondations plus conséquentes.
- Multiplication du nombre d'appuis, d'appareils d'appui et de joints de chaussée, augmentant les coûts d'entretien.
- Difficulté d'adaptation aux tracés courbes ou aux franchissements biais.
- Coffrages spécifiques et parfois peu disponibles sur le marché.
- Épaisseur relativement importante du tablier pouvant poser des contraintes de gabarit.

Variante 02 : Pont à voussoirs en béton précontraint

Avantages :

- Possibilité de réaliser de grandes portées, réduisant ainsi le nombre de piles intermédiaires.
- Adaptation aux franchissements complexes tels que les vallées profondes et les tracés courbes.
- Ouvrage élancé offrant une qualité architecturale remarquable.
- Optimisation de l'utilisation des coffrages et possibilité d'accélérer la construction par la multiplication des fronts de travail.

- Réduction des contraintes liées à l'implantation des appuis.

Inconvénients :

- Poids propre élevé de la structure.
- Mise en œuvre complexe nécessitant une main-d'œuvre hautement qualifiée, notamment pour les opérations de précontrainte.
- Procédé de construction relativement lent en raison du nombre important de voussoirs à réaliser ou à mettre en place.
- Difficultés liées aux opérations de bétonnage et de contrôle sur chantier.
- Coût de réalisation relativement élevé.

Variante 03 : Pont mixte bipoutre

Avantages :

- Adapté au franchissement de grandes portées.
- Structure légère offrant un excellent rapport résistance/poids.
- Rapidité d'exécution grâce à la préfabrication des éléments métalliques.
- Qualité architecturale appréciée pour son aspect sobre et moderne.
- Réduction du nombre d'appuis intermédiaires.

Inconvénients :

- Sensibilité à la corrosion et à la fatigue des assemblages métalliques.
- Nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle rigoureux, notamment pour les opérations de soudage.
- Coût élevé des matériaux et des opérations de fabrication, de transport et de levage.
- Besoin d'un entretien périodique pour garantir la durabilité de l'ouvrage.
- Sensibilité aux variations thermiques nécessitant des vérifications spécifiques.

II.6.1.2. Estimation Du Prix

Tableau II.10 : Estimation du prix

Variante	Variante 01 : pont à poutre précontrainte par post tension	Variante 02 : pont voussoir à hauteur variable en béton précontrainte	Variante 03 : pont mixte Bipoutre
Prix par m2 (Da)	350000	400000	400000
TOTAL (Da)	6555710000	7492240000	7492240000

II.6.1.3. Variante Retenue

Pour retenir une variante l'analyse sera effectuée du point de vue.

- L'esthétique.
- La réalisation.
- L'entretien.
- Coût.

+ : favorable. - : peu favorable.

Tableau II.11 : l'analyse du point de vue

	Pont à poutres précontraintes de type VIPP	Pont voussoirs en béton précontraint	Pont Mixte Bipoutre
esthétique	+	+	+
réalisation	+	-	+
entretien	+	+	-
Coût	+	-	-

CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.

CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Le choix des matériaux constitue une étape fondamentale dans la conception et le dimensionnement des ouvrages d'art. Les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux influencent directement la résistance, la stabilité ainsi que la durabilité de la structure. Dans ce chapitre, nous présentons les principaux matériaux retenus pour la réalisation du viaduc étudié, à savoir le béton et les aciers de construction, en précisant leurs propriétés ainsi que les hypothèses adoptées pour les calculs.

III.2. DOCUMENTS ET REGLEMENTS UTILISES

Le dimensionnement et la vérification des différents éléments de l'ouvrage ont été réalisés conformément aux règlements et documents techniques en vigueur en Algérie. Les principaux textes de référence utilisés sont les suivants :

- BAEL 91 révisé 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.
- BPEL 91 : Règles techniques relatives à la conception et au calcul des ouvrages en béton précontraint.
- RCPR : Règlement définissant les charges et les surcharges applicables aux ponts-routes.
- RPOA 2008 : Règlement parasismique algérien applicable aux ouvrages d'art.
- Fascicule 62 : Règles techniques relatives à l'étude et au dimensionnement des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guide SETRA (2003) : service d'étude technique des routes et autoroutes.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les exigences de conception du viaduc influencent directement le choix des matériaux de construction retenus, notamment le béton ainsi que les aciers passifs et actifs, afin d'assurer les performances mécaniques et la durabilité de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Le béton, dont la masse volumique est d'environ 2500 kg/m^3 , est principalement défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée F_{c28} . Ses principales propriétés sont détaillées ci-après.

III.3.1.1. La Résistance A La Compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression a 28 jours f_{c28} . On a choisi pour cette ouvrage les Caractéristiques suivantes :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow$ Pour le béton de la superstructure
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa} \rightarrow$ Pour le béton de l'infrastructure (chevêtre, pile, culée, semelle...)

La résistance caractéristique obtenue à j jour, est donnée par :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$

III.3.1.2. La Résistance A La Traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Module de déformation longitudinale du béton « E »

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Module De Déformation Transversale Du Béton « G » :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

ν : Le coefficient de poisson pour le béton est égal :

$$\begin{cases} \nu = 0,20 \text{ ELS} \\ \nu = 0 \text{ ELU} \end{cases}$$

Contraintes admissibles de compression

$$\text{à l'ELU : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\text{à l'ELS : } f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :
- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire (fondamentale).
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.
- $\theta = 1$ si la combinaison d'actions considérée a une durée d'application supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'action est comprise entre 1 et 24 h.
- $\theta = 0,85$ si cette durée est inférieure à 1 h.

Tableau III.1 :Caractéristiques du béton utilisé

		La superstructure (MPa)	L'infrastructure (MPa)
f_{c28}		40	27
f_{t28}		3	2.20
E_{ij}		37 619.47	33000
E_{vj}		12653.82	11100
f_{bu} $\theta=1$	$\gamma_b = 1.5$	22.66	15.30
	$\gamma_b = 1.15$	29.57	19.96
f_{bc}		24	16.2

III.3.2. Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

III.3.2.1. Armatures actives :

Les aciers actifs sont des armatures à haute résistance employées dans les structures en béton précontraint. Ils permettent de transmettre au béton des efforts de précontrainte afin d'améliorer ses performances mécaniques. Ces armatures se présentent sous forme de fils, de barres ou de torons.

Nous utiliserons pour notre ouvrage Câbles 12T15 dont les caractéristiques sont les suivantes

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ MPa.
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1674$ MPa.
- Module d'élasticité : $E_p = 195\,000$ MPa.
- Section droite d'un toron : $A_p / 1 \text{ toron} = 140$ mm².
- Section d'un câble : $A_p = 1680$ mm².
- Diamètre de la gaine : $\Phi = 80$ mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2,5\%$.
- Coefficient du recul d'ancrage : $g = 6$ mm.
- Tension à l'origine : $\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = 1488$ MPa.

Classe : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formations des fissures.

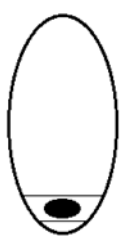
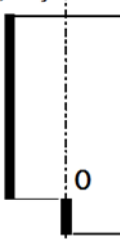
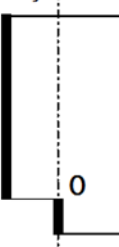
Classe	Exécution	Service			
		Rares	Fréquente	Quasi perm	
Classe II					

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

III.3.2.2. Armatures passives :

Les armatures passives sont des aciers similaires à ceux utilisés en béton armé et ne deviennent sollicitées qu'en présence des charges extérieures. Elles assurent principalement la reprise des efforts de traction dans la structure. Pour notre ouvrage, il s'agit d'aciers à haute adhérence de nuance FeE500.

- Module d'élasticité : $E_s = 200$ GPa.

➤ Contrainte De L'acier A L'ELU

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- $\gamma_s = 1$ Pour une situation accidentelle $\Rightarrow f_{su} = 500$ MPa.
- $\gamma_s = 1.15$ Pour une situation durable ou transitoire $\Rightarrow f_{su} = 434.78$ MPa.

➤ Contrainte De L'acier A l'ELS

Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes
préjudiciable	$\sigma_s = \max\{0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\} ;$ $\eta = 1.6$	250	250
très préjudiciable	$\sigma_s = \max\{0.4f_e ; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\} ;$ $\eta = 1.6$	200	200

III.4. CONCLUSION

À travers cette partie, nous avons défini les matériaux de base utilisés dans la réalisation du pont en béton précontraint par post-tension. Le béton, les aciers passifs FeE500 ainsi que les câbles de précontrainte 12T15 constituent les principaux éléments structuraux de l'ouvrage. Leurs caractéristiques mécaniques permettent d'assurer la sécurité, la résistance et la durabilité de l'ensemble de la structure.

CHAPITRE IV : CHARGE ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être de nature permanente ou variable. Ce chapitre est consacré au calcul des différentes charges et surcharges auxquelles le tablier doit résister.

La répartition des efforts au sein de la structure repose sur des méthodes numériques. Celles-ci consistent, dans un premier temps, à déterminer les efforts générés par les charges dans le sens longitudinal, en s'appuyant sur la théorie classique des poutres. Dans un second temps, on procède à la répartition transversale de ces efforts à l'aide des lignes d'influence, selon la méthode de Guyon-Massonnet-Barrez.

Type de charge :

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les surcharges selon RCPR.

IV.2. CALCULE DES CHARGES PERMANENTES (CP)

IV.2.1. Poids de la poutre

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme cet élargissement est destiné à porter d'une part l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'une autre part pour s'assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

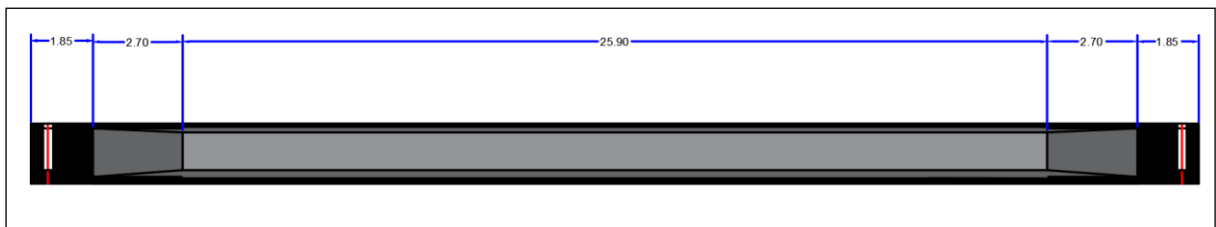


Figure IV.1 : Profil en long de la poutre

Tableau IV.1 : Poids propre de la poutre

L'élément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	1.18	2 × 1.85	4.366	109.15
Section intermédiaire	0.915	2 × 2.7	4.941	123.525
Section médiane	0.66	25.90	17.094	427.35
Total	/	35	26.401	660.03

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

$$P_t = 18.858 \text{ KN/Ml.}$$

Le poids total de la poutre sera :

$$P_t = 660.03 \text{ KN.}$$

IV.2.2. Poids de la dalle

L'épaisseur de la dalle est 0.20 m et la Largeur de la dalle est 15.74 m,

Donc : $P_d = 0.20 \times 15.74 \times 35 \times 25 = 2754.5 \text{ KN.}$

Le poids de la dalle Par mètre linéaire : $P_d = 78.7 \text{ KN/ml.}$

IV.2.3. Poids de l'entretoise

Le pont possède deux entretoises de rive. et le poids propre des entretoises est donné par : Poids Entretoises = 2 × VOLUME entretoises × Poids volumique Béton Armé

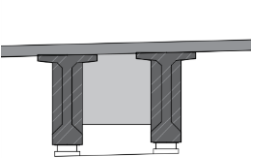
$$\text{VOLUME entretoises} = N \times S \times e$$

Tel que :

- N : nombre d'entretoise.
- S : surface d'entretoise.
- e : épaisseur d'entretoise

Le poids total de l'entretoise sera : Poids Entretoise = 2 × 4.011 × 25 = 200.55 KN.

Tableau IV.2 : Poids de l'entretoise

L'élément	S (m ²)	e (m)	N	V (m ³)	P(KN)	
Entretoise	1.91	0.3	7	4.011	200.55	

➤ Le poids des charges permanentes (CP)

$$CP = 8 \times P_t + P_d + P_{2\text{entretoise}} = 8235.29 \text{ KN}$$

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	8	5280.24
Dalle	1	2754.5
Entretoise	2	200.55
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		8235.29

Tableau IV.3 : Résultats de calcul des CP

IV.3. CALCULE DES COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES

IV.3.1. Revêtement

Poids de revêtement est donné par : $P_r = \rho_r \times L_r \times e_r$

Avec

- ρ_r : masse volumique du revêtement (KN/m³).
- L_r : Longueur du revêtement (m).
- e_r : épaisseur du revêtement (m).

Le poids du revêtement par mètre linéaire

$$P_{rev} = 24 \times 14.5 \times 0.08$$

$$P_{rev} = 27.84 \text{ KN/ML}$$

Le poids du revêtement en KN : $P_{rev} = 974.4 \text{ KN}$

IV.3.2. Les trottoirs

Le poids du trottoir est donné par :

$$P_{TR} = N \times \rho_b \times L \times S_{TR}$$

$$S_{TRG} = 0.1189$$

$$S_{TRd} = 0.1364$$

$$P_{TR} = 25 \times (0.1189 + 0.1364) \times 35$$

$$P_{TR} = 223.39 \text{ KN}$$

- Le poids par mètre linéaire $P_{TR}=6.38$ KN /ml

IV.3.3. La corniche

Le poids de corniche est donné par :

$$P_{COR} = S_{COR} \times \rho_b$$

Tel que :

Scor : surface de corniche et pour notre ouvrage

$$Scor=0.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors } P_{COR} = 0.15 \times 25 \times 35 = 131.25 \text{ KN}$$

- Le poids par mètre linéaire $P_{COR}=3.75$ KN /ml

IV.3.4. Poids des glissières et gardes corps

Le poids de garde-corps et glissières est 3 KN/ml

$$P_{GC} = 3 \times 35$$

$$P_{GC} = 105 \text{ KN}$$

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	27.84	974.4
Trottoirs	6.38	223.3
Corniches	3.75	131.25
Garde-corps + glissières	3	105
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		1433.95

Tableau IV.4 : Résultats de calcul des CCP

➤ Poids totaux du tablier

Poids total du tablier : $G = CP + CCP$

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	9669.24
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	276.26
Poids total du tablier (17 travées L=595 m) (KN)	164377.08

Tableau IV.5 : Poids total du tablier

IV.4. CALCUL DES SURCHARGES

IV.4.1. Caractéristiques du pont

❖ Largeur roulable :

Selon l'RCPR, la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles. $L_r = 14.5 \text{ m}$.

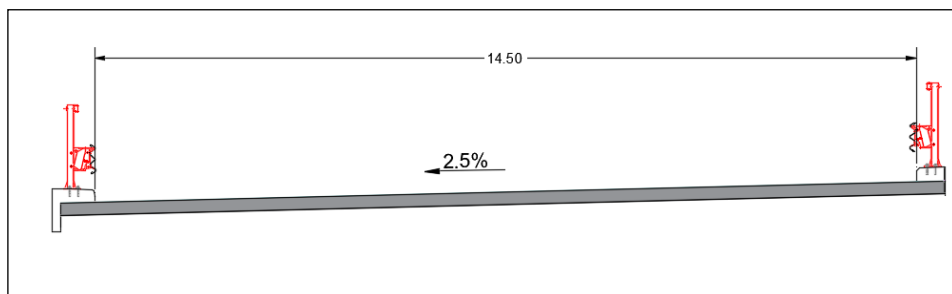


Figure IV.2 : Largeur roulable

❖ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable. En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière).

$$\text{Donc : } L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 14.5 - 1 \Rightarrow L_c = 13.5 \text{ m}$$

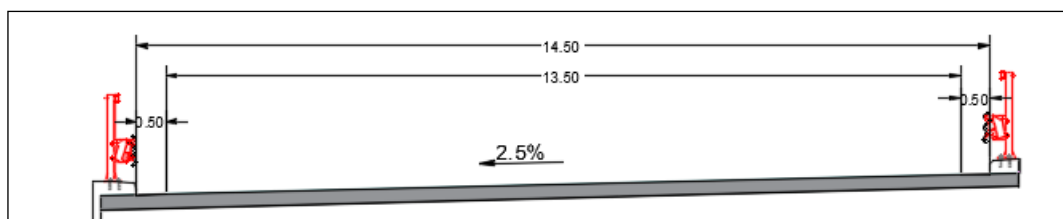


Figure IV.3 : Largeur chargeable

❖ Nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{13.5}{3}$$

N = 4 voies.

❖ Largeur réelle d'une voie (V)

La largeur d'une voie de circulation, V, est donné par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_V} = \frac{13.5}{4}$$

V = 3.375 m

❖ Classe de pont

Selon RCPR : les ponts routes sont rangés en trois classes selon l'importance de l'itinéraire et la largeur roulable.

Classe du Pont Description	Description
1 ère classe	• Les ponts qui ont une largeur roulable $L_r \geq 7m$ • Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées • Tous les ponts urbains ou en zone industrielle • Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCP
2 ème classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $5.5 m < L_r < 7m$
3 ème classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_r \leq 5.5 m$

Tableau IV.6 : Classe de pont

- Dans notre ouvrage : la largeur roulable est de 14.5 m, donc il s'agit d'un pont de **classe 1**.

IV.5. TYPE DES SURCHARGES

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- Système de charge A(l)
- Système de charge B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D240
- Surcharges sur trottoirs St

IV.5.1.1. Système de charges A

Le système de charge A se traduit par une charge uniforme dont l'intensité est donnée par la formule suivante :

$$A = A(l) \times a_1 \times a_2$$

La charge A(l), exprimée en KN par mètre carré [KN/m²] est donnée en fonction de la longueur chargée, exprimée en mètres par :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du pont évaluer selon le cas de charge considérer.

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge A(l) est multipliée par le coefficient a₁ dans le tableau :

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

Tableau IV.7 : Coefficients a₁

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right.$$

La charge A₁ obtenue est multipliée par un autre coefficient a₂ = v₀/v

- v étant la largeur d'une voie et v₀ ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau IV.8 : valeurs de v_0

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

La charge $A_2 = a_2 A_1$ obtenue est appliquée uniformément sur toutes les largeurs de chacune des voies considérées

Application numérique :

- Nombre de voies 4 avec $v = 3.375 m$
- Classe du pont : première classe $v_0 = 3.5 m$

Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Résultat de calcul de $A(l)$

Nombres des voies	L (m)	$A(l)$ (kN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (kN/m ²)	L_v (m)	$A(l)$ (kN/ml)
1	35	9.96	1	1.04	10.36	3.38	35.02
2	35	9.96	1	1.04	10.36	6.76	70.03
3	35	9.96	0.9	1.04	9.32	10.14	94.50
4	35	9.96	0.75	1.04	7.77	13.50	104.89

IV.5.1.2. Système De Charge B

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

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

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

- **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR**

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale.....300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière.....120 KN
- Charge portée par l'essieu avant.....60 KN
- Longueur d'encombrement.....10,50 m
- Largeur d'encombrement.....2,50 m
- Distance des essieux arrière.....1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

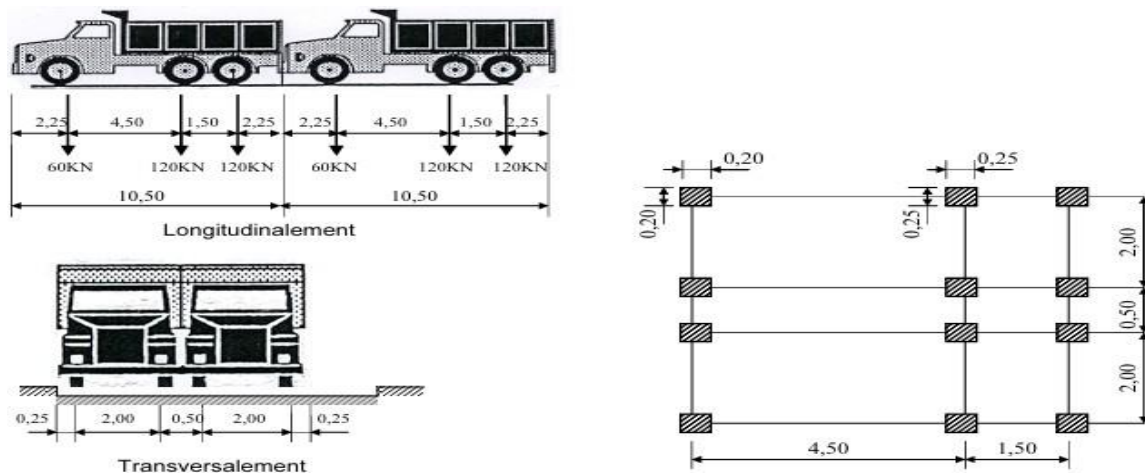


Figure IV.4 : Système Bc

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

La charge B_c maximale est donnée par la formule suivante : $B_c = 300 \times N \times b_c$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

b_c : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

Le résultat de la charge B_c **Tableau IV.10 : Coefficients b_c** donné par le tableau suivant :

N° des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710
4	2400	0.8	1920

Tableau IV.11 : Résultat de calcul de B_c

Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 kN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m (côté transversal) et 0,30 m (côté longitudinal)
- Le rectangle d'impact de la roue Br , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

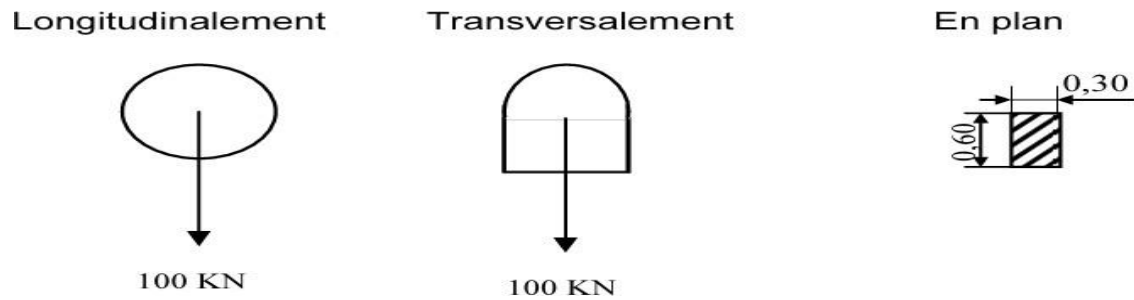


Figure IV.5 : Système Br

- Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu. 160 KN
- Distance des deux essieux 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

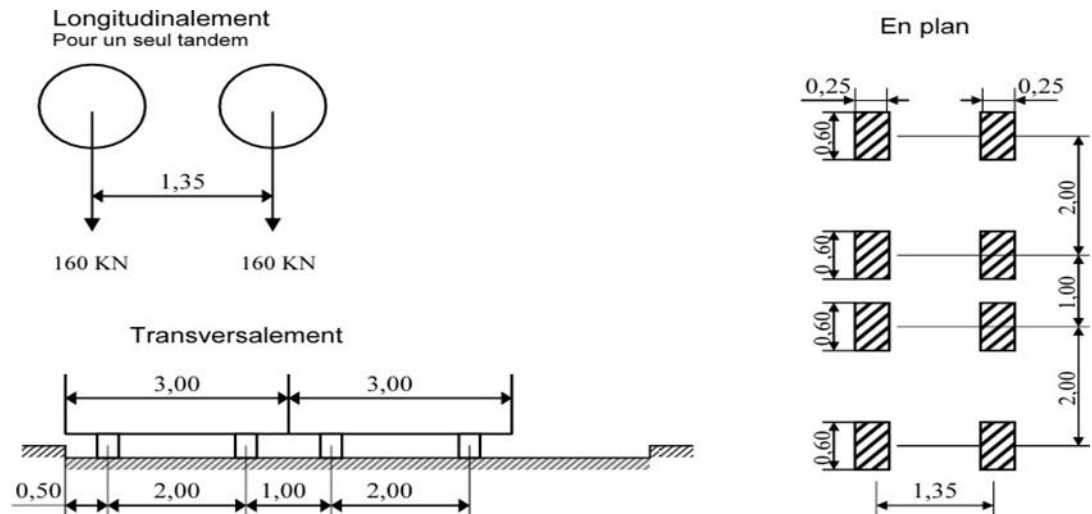


Figure IV.6 : Système Bt

La charge Bt maximale notée $S(Bt)$ est donnée par : $Bt = 2 \times (160 \times N \times bt)$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

bt : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous

Tableau IV.12 : Coefficients bt

Classe du pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Le résultat de la charge Bt donné par le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultat de calcul de Bt

N° des voies	B _t (kN)	b _t	B _t x b _t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3 - 4	640	1.2	768

IV.5.1.3. Charges Militaires Mc 120

Un véhicule standard du système Mc120 est équipé de deux chenilles et présente les spécifications suivantes :

- Charge totale 1100 KN
- Longueur d'une chenille 6,10 m
- Largeur d'une chenille. 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3,30 m.

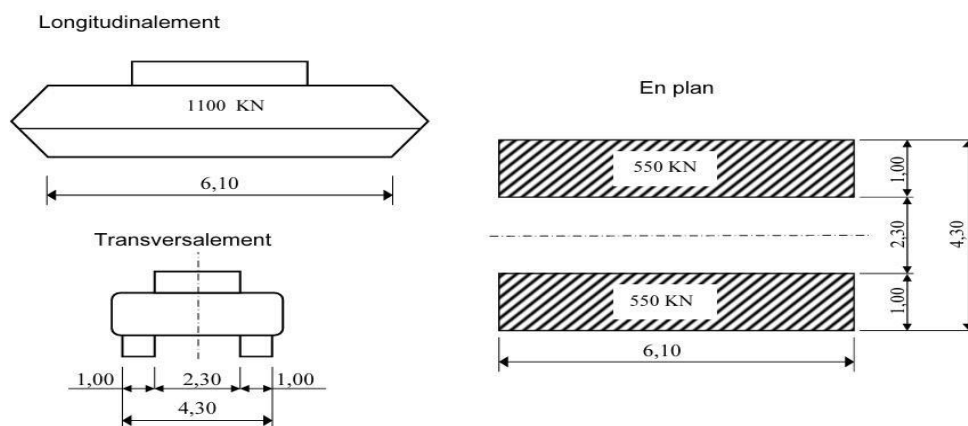


Figure IV.7 : Convoi Mc120

IV.5.1.4. Charges Exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilonewtons de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

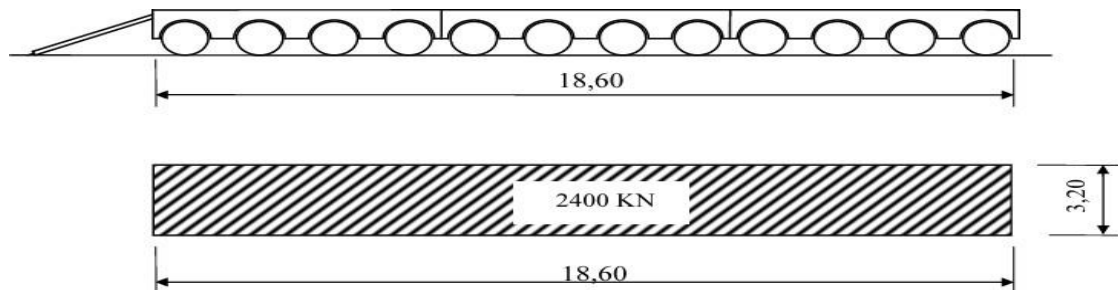


Figure IV.8 : Convoi type D240

IV.5.2. Coefficient De Majoration Dynamique

Les systèmes concernés par ce coefficient sont le système de charge B et le convoi Mc120. Ce coefficient permet de prendre en compte l'effet dynamique de ces systèmes en majorant les charges statiques.

En revanche, le convoi D240 n'est pas soumis à cette majoration, car il est supposé circuler sur les ponts à une vitesse maximale de 10 km/h. Sa charge est donc directement considérée comme statique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule

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

L : La longueur de l'élément exprimée en mètre

G : Sa charge permanente.

S : Sa charge B maximale.

Tableau IV.14: Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	1 file	35	9669.24	720	1.061
	2 files			1320	1 .070
	3 files			1710	1.075
	4 files			1920	1.078
Br				100	1.051
Bt	1 tandem			384	1.055
	2 tandems			768	1.061
Mc120				1100	1.066

IV.6. 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. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

➤ Effort de freinage correspondant à la charge Bc :

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

➤ Effort de freinage correspondant à la charge A :

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec S : est la surface chargée en (m²).

Tableau IV.15 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l)

N des voies	S (m2)	A(l) (KN/m2)	F (KN)
1	118.125	10.36	59.94
2	236.25	10.36	117.52
3	354.75	9.32	155.65
4	473	7.77	169.71

IV.7. ACTION THERMIQUE

L'ouvrage d'art étudié est implanté dans la région nord de l'Algérie, caractérisée par un climat tempéré. Conformément aux prescriptions de la norme de référence, les effets thermiques ont été analysés en considérant une plage de variation de la température de l'air comprise entre -15°C et +35°C. D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, il est classé en structure de type 3 (tablier en béton), pour laquelle le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est défini par une variation admissible de $\pm 7^{\circ}\text{C}$ en phase de service et de $\pm 12^{\circ}\text{C}$ en phase de construction.

IV.8. FORCE CENTRIFUGE

Cette force est spécifique au système de charge B_c dans le cas où le tracé de l'axe de la chaussée est en courbe, force représente une fraction du poids d'un essieu est égale à :

$$f_c = \begin{cases} \frac{R + 150}{6R + 350} & \text{si } R \leq 400 \text{ m} \\ \frac{80}{R} & \text{si } R > 400 \text{ m} \end{cases}$$

On a $R = 1100\text{m}$ donc $F_c = f_c \times B_{c_{issieu}}$

$$F_c = \frac{80}{1100} \times 300 = 21.81 \text{ KN}$$

IV.9. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le RCPR

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, nous examinerons une seule travée d'un tablier à poutres, car les travées sont identiques et indépendantes, en faisant une analyse de la répartition longitudinale et transversale des charges et surcharges sur le pont.

Nous prendrons en considération les attributs de la préfabrication, ainsi que les charges à appliquer durant chaque étape de construction et après la mise en service, afin d'assurer 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

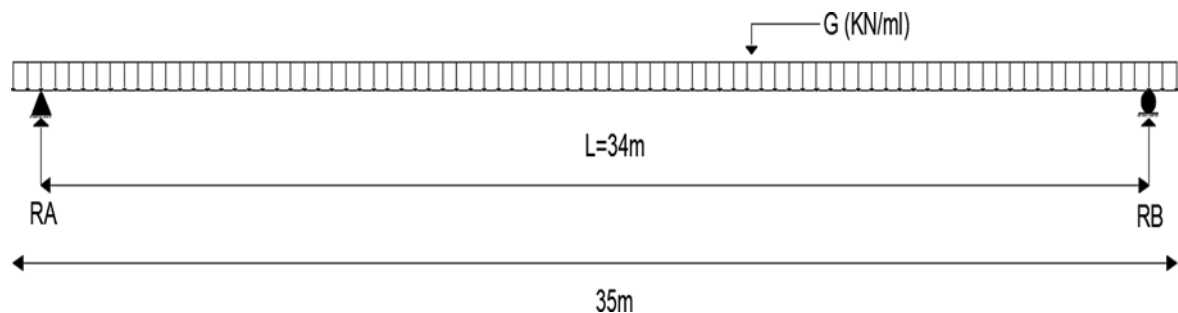


Figure V.1 : Sollicitations dues au poids propre.

- Les réactions : $R_A = R_B = G \times \frac{35}{2}$
- L'effort tranchant : $T(x) = R_A - G \times x$
- Le moment fléchissant : $M(X) = R_A \times x - G \times \frac{x^2}{2}$

Les résultats obtenus pour une seule travée sont donnés dans le tableau ci-dessous :

G (KN/ml)	$R_A=R_B$ (KN)	$T_{\max}(x=0)$ (KN)	$M_{\max}(x=l/2)$ (KN.m)
276.26	4 834.55	4 834.55	42 302.31

Tableau V.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G

V.2.2. Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges

V.2.2.1. Surcharge de type « A(L) »

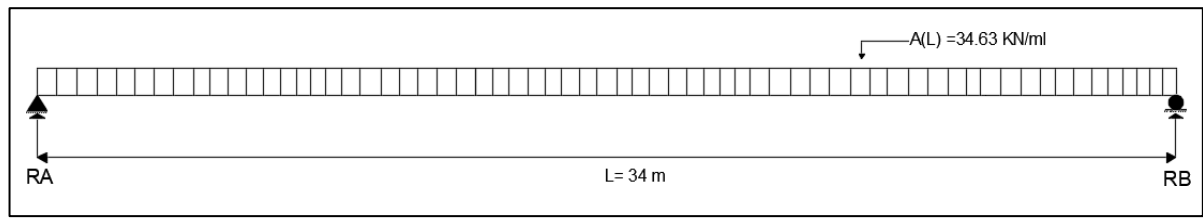


Figure V.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie.

- Les réactions : $R_A = R_B = A(L) \times \frac{L}{2}$
- L'effort tranchant : $T(x) = R_A - A(L) \times x$
- Le moment fléchissant : $M(X) = R_A \times x - A(L) \times \frac{x^2}{2}$

Voici les résultats obtenus, présentés dans le tableau suivant :

Nombre de voies	A(L) (KN/ml)	$R_A = R_B$ (KN)	$T_{\max} (x = 0)$ (KN)	$M_{\max} (x = l/2)$ (KN.m)
1	24.67	431.725	431.725	3777.59
2	54.86	960.05	960.05	8400.44
3	74.06	1 296.05	1 296.05	11 340.44
4	104.58	1 830.15	1 830.15	16 013.81

Tableau V.2 : Les éléments de réduction sous A(L).

V.2.2.2. Système de charges Bc

- L'effort tranchant :

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

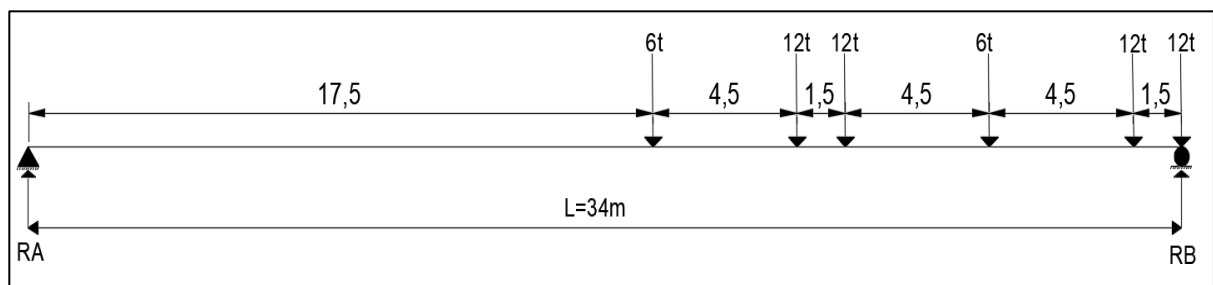


Figure V.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

CHAPITRE V : CALCUL DE TABLIER

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 34 \times RA = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5$$

Donc **RA = 124. 41 KN**

$$\mathbf{RB = 475. 59 KN}$$

D'où **T0 = RB = 475.59 KN**

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suite : $T_{\max} = T0 \times NV \times bc \times \delta_{bc}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	1	2	3	4
bc	1.2	1.1	0.95	0.8
δ_{bc}	1.061	1.070	1.075	1.078
Tmax (KN)	605.52	1 119.54	1 457.09	1 640.59

Tableau V.3 : Effort tranchant sous charge Bc.

- Moment fléchissant : « théorème de Barré »

Au passage d'un convoi, le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu sachant que cet essieu soit symétrique avec la résultante des charges de convoi par rapport à l'axe central de la poutre.

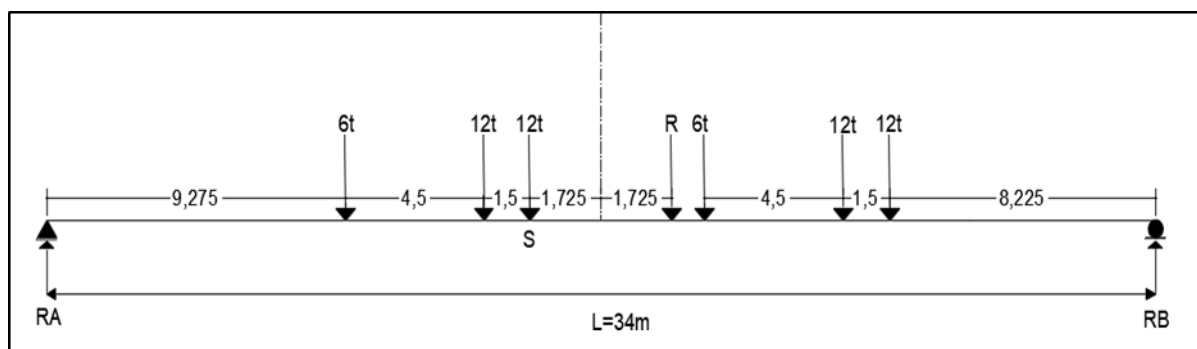


Figure V.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi :

$$XR = \frac{12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5}{60} = 7.05 \text{ m}$$

$$d = \frac{10.5 - 7.05}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 34 \times RA = 120 \times 8.225 + 120 \times 9.725 + 60 \times 14.225 + 120 \times 18.725 + 120 \times 20.22 + 60 \times 24.725$$

Donc : **RA = 269.54 KN**

RB = 330.46 KN

Tableau V.4 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	1	2	3	4
bc	1.2	1.1	0.95	0.8
δ_{bc}	1.061	1.070	1.075	1.078
Mmax (KN.m)	4 555.33	8 422.28	10 961.67	12 342.18

D'où : $M_s = RA \times 15.275 - 120 \times 1.5 - 60 \times 6 = 3 577.86 \text{ KN.m}$

Le moment max se calcule comme suit : $M_{max} = M_s \times bc \times N_v \times \delta_{bc}$

V.2.2.3. Système de chargement Br

- L'effort tranchant :



Figure V.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

L'effort tranchant est maximal lorsque la roue est sur l'appui.

Donc : **T0 = RB = 100 KN**

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suit : **Tmax = T0 × δ_{Br}**

Système de charge	Br
δBr	1.051
T_{max} (KN)	105.1

Tableau V.5 : Effort tranchant sous charge Br.

- Moment fléchissant :

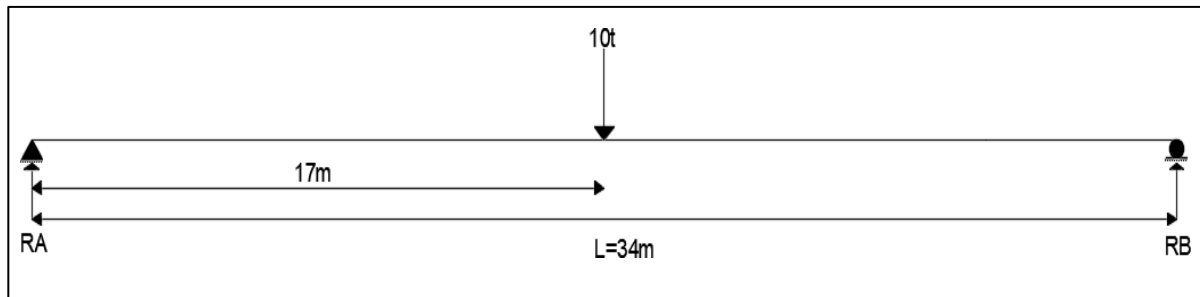


Figure V.6 : : Surcharge Br à $x = L/2$.

Le moment fléchissant est maximal lorsque la roue est à mi-portée, donc par symétrie :

$$RA = 50 \text{ KN} \quad RB = 50 \text{ KN}$$

$$M_0 = M(L/2) = 50 \times 17 = 850 \text{ KN.m}$$

Le moment max se calcule comme suit : **$M_{max} = M_0 \times \delta Br$**

Système de charge	Br
δBr	1.051
M_{max} (KN.m)	893.35

Tableau V.6 : Moment fléchissant sous charge Br.

V.2.2.4. Système de chargement Bt

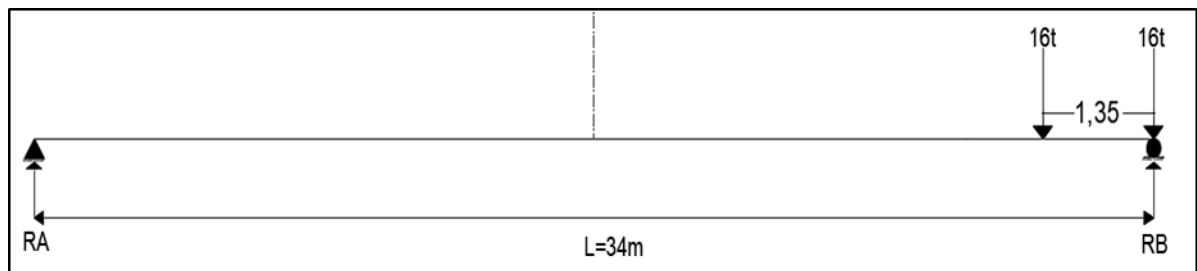


Figure V.7 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

- L'effort tranchant :

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 34 \times RA = 160 \times 1.35$$

$$T0 = RB = 313.65 \text{ KN}$$

Donc : **RA = 6.35 KN**

$$\mathbf{RB = 313.65 \text{ KN}}$$

Si N_t est le nombre de tandem, alors : **$T_{max} = T0 \times N_t \times b_t \times \delta B_t$**

Nombre de tandem	1	2
b_t	1.2	1.2
δB_t	1.055	1.061
$T_{max} \text{ (KN)}$	397.08	798.68

Tableau V.7 / Effort tranchant sous charge Bt.

- Moment fléchissant : « théorème de Barré »

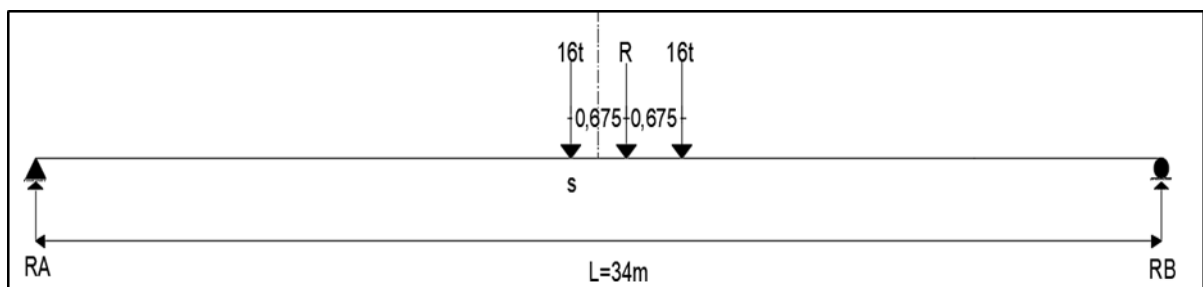


Figure V.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.

CHAPITRE V : CALCUL DE TABLIER

On détermine la position de la résultante des charges de convoi :

$$XR = \frac{1.35}{2} = 0.675 \text{ m}$$

$$d = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 34 \times RA = 160 \times 15.98 + 160 \times 17.34$$

Donc **RA = 156. 8 KN**

$$\mathbf{RB = 163. 2 KN}$$

$$Ms = RA \times 16.66 = 2\,612.28 \text{ KN.m}$$

Le moment max se calcule comme suit : **Mmax = Ms × bt × Nt × δBt**

Nombre de tandem	1	2
bt	1.2	1.2
δBt	1.055	1.061
Mmax (KN.m)	3 307.15	6 651.91

Tableau V.8 : : Moment fléchissant sous charge Bt.

V.2.2.5. Système de charges Mc120

- **L'effort tranchant :**

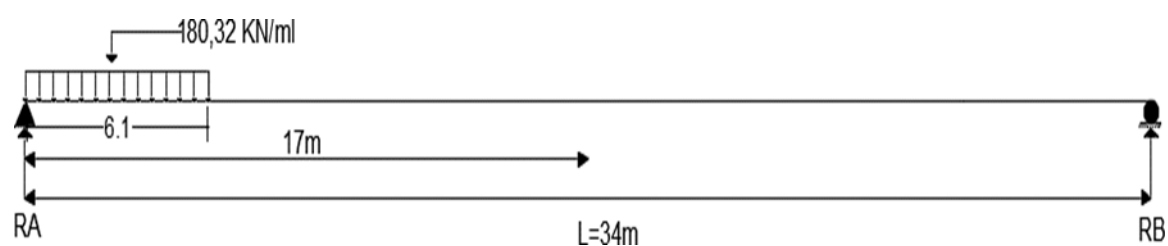


Figure V.9 : : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 1\,100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 34 \times RB = 1\,100 \times 3.05$$

Donc : **RA = 1 001. 32 KN**

$$\mathbf{RB = 98. 68 KN}$$

L'effort tranchant T_{max} se calcule comme suit : $T_{max} = R_A \times \delta M_{c120}$

Système de charge	Mc120
δM_{c120}	1.066
T_{max} (KN)	1 067.41

Tableau V.9 : Effort tranchant sous charge Mc120.

- **Moment fléchissant :**

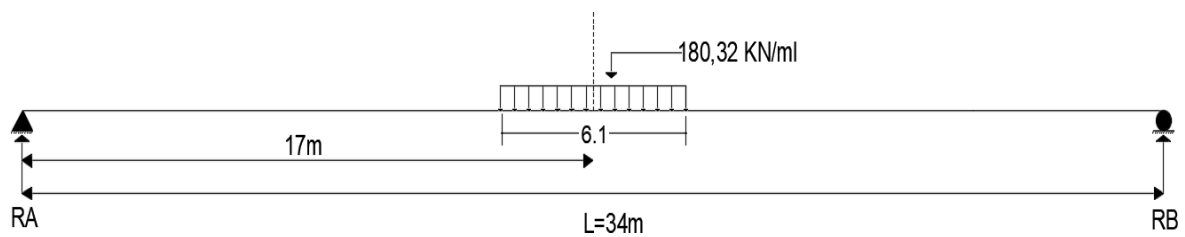


Figure V.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\,100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 1\,100 \times 17$$

$$R_A = 550 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M_0 = M(L/2) = 550 \times 17 - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 8\,511.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_0 \times \delta M_{c120}$$

Système de charge	Mc120
δM_{c120}	1.066
M_{max} (KN.m)	9 073.03

Tableau V.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120.

V.2.2.6. Système de Charges D240

- L'effort tranchant :

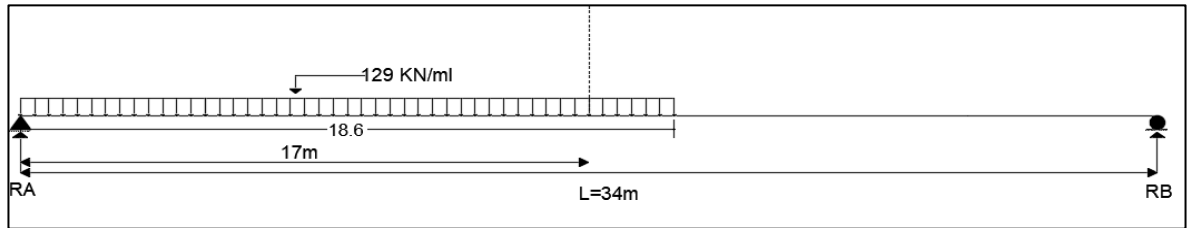


Figure V.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.

$$\sum FV = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 2\,400 \times 9.3$$

$$R_A = 1743.53 \text{ KN}$$

$$R_B = 656.47 \text{ KN}$$

Tableau V.11 : Effort tranchant sous charge D240.

Système de charge	D240
Tmax (KN)	1 743.53

- Moment fléchissant :

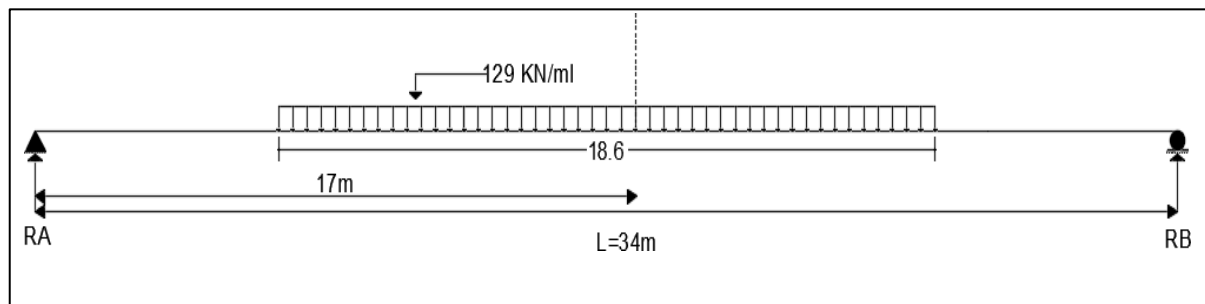


Figure V.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.

$$\sum FV = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 2\,400 \times 17$$

$$R_A = 1200 \text{ KN}$$

$$R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = 1\,200 \times 17 - 129 \times \frac{9.3^2}{2} = 14\,821.40 \text{ KN.m}$$

Système de charge	D240
Mmax (KN.m)	14 821.40

Tableau V.12 : Moment fléchissant sous charge D240.

Tableau V.13 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

Désignation		Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Mmax par poutre (KN.m)
G		4 834.55	42 302.31	5 287.79
A(L)	01 voie	431.72	3 777.59	472.19
	02 voies	960.05	8 400.44	1 050.05
	03 voies	1 296.05	11 340.44	1 417.55
	04 voies	1 830.15	16 013.81	2 001.73
Bc	01 voie	605.52	4 555.33	569.42
	02 voies	1 119.54	8 422.28	1 052.78
	03 voies	1 452.09	10 961.67	1 370.21
	04 voies	1 640.59	12 342.18	1 542.77
Br		105.1	893.35	111.67
Bt	01 tandem	397.08	3 307.15	413.39
	02 tandems	798.68	6 651.91	831.49
Convoi Mc120		067.41	9 073.03	1 134.13
Convoi D240		1 743 .53	14 821.40	1 852.67

V.3. CALCUL TRANSVERSAL

V.3.1. Introduction

Après avoir déterminé les efforts longitudinaux les plus contraignants dans diverses sections d'une travée, il convient de répartir ces efforts entre les différentes poutres constituant la travée du pont. Pour un calcul précis des sollicitations du tablier, il est essentiel de comprendre comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres, afin d'identifier celle qui est la plus sollicitée. À cet effet, la méthode de Guyon-Massonnet sera utilisée pour effectuer cette analyse.

V.3.2. Détermination Des Parametres De Calcul

V.3.2.1. Calcul De Paramètre D'entretoisement θ

Il donné par la formule suivante : $\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_d}}$

On a:

b : Demi-largeur active de la dalle : $b = \frac{1}{2} \times n \times b_1$

n : Nombre des poutres.

b_1 : Distance entre-axe des poutres.

L : Portée de la travée.

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres : $\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1}$

I_p : Moment d'inertie équivalente de la poutre.

ρ_d : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur : $\rho_d = \frac{E \times I_d}{I_1}$

I_1 : Unité de largeur.

I_d : Moment d'inertie de la dalle : $I_d = \frac{L_1 \times d^3}{12}$

d : épaisseur de la dalle =20 cm

Tableau V.14 : Le calcul de paramètre d'entretoisement θ

b(m)	n	b ₁ (m)	L(m)	ρ_p	I_p (m ⁴)	ρ_d	L_1 (m)	I_d (m ⁴)	θ
8	8	2	34	0.140E	0.281	$6.67 \times 10^{-4}E$	1	6.67×10^{-4}	0.89

Choix de la méthode : Le paramètre d'entretoisement « θ » est pour choisir la méthode.

- Si $\theta < 0.3$ $\longrightarrow$ La méthode de J. Courbo
- Si $\theta \geq 0.3$ $\longrightarrow$ La méthode de Guyon–Massonne

Pour nous ouvrage on $\theta \geq 0.3$ alors on peut appliquer la méthode de Guyon-Massonnet.

V.3.2.2. 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 :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_d}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_d}}$$

On a:

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur : $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$

C_p : Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum b_i h^3 + \left(\frac{b_1 \times d^3}{2} \right) \right]$$

γ_d : Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de largeur : $\gamma_d = \frac{C_d}{L_1}$

C_d : Rigidité torsionnelle de la dalle : $C_d = 2G \times I_d$

G : Module de cisaillement du béton :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416E$$

ν : Coefficient de poisson.

➤ Calcul de Rigidité torsionnelle de la poutre C_p :

$$C_p = \frac{G}{3} \times \left[\sum b_i h^3 + \left(\frac{b_1 \times d^3}{2} \right) \right]$$

Avec :

bi et **hi** : les dimensions de la section équivalente (h_i : la plus petite dimension).

- Section de la table de compression S1 et Section du Talon S3 :

$S1 = 0.23 \text{ m}^2$ et $S3 = 0.20 \text{ m}^2$ (les surfaces sont calculées par logiciel Autocade)

Largeur de la table : 1.4 m $\Rightarrow h_1 = \frac{0.23}{1.4} = 0.164 \text{ m}$

Largeur de talon : 0.6 m $\Rightarrow h_3 = \frac{0.20}{0.6} = 0.34 \text{ m}$

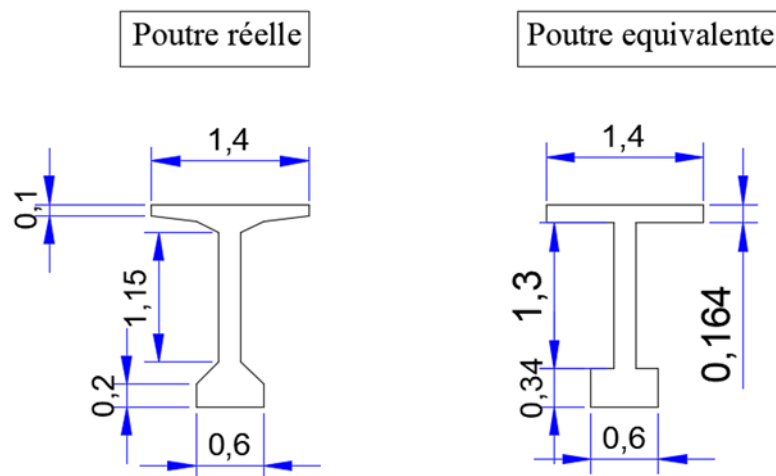


Figure V.13 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416 E}{3} \times \left[1.4 \times 0.164^3 + 1.3 \times 0.2^3 + 0.6 \times 0.34^3 + \left(\frac{2 \times 0.2^3}{2} \right) \right]$$

$$C_p = 6.67 \times 10^{-3} E$$

Tableau V.15 : Le calcul de paramètre de torsion α

γ_p	C_p	γ_D	C_D	G	ν	α
0.00334E	0.00667E	$5.55 \times 10^{-4}E$	$5.55 \times 10^{-4}E$	0.416E	0.2	0.210

V.3.2.3. Calcul Des Moments Fléchissant

➤ Coefficient De Répartition Transversale $K\alpha$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0.3 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après SATTLER :

Lorsque $0,3 \leq \theta \leq 1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$

Avec $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » on doit faire une interpolation entre la valeur

$\theta = 0,85$ et $\theta = 0,9$ pour trouver les valeurs de $\theta = 0,89$.

Tableau V.16 : Tableau de K_0 pour $\Theta=0.85$

$\Theta=0.85$	$\alpha=0 \Rightarrow K_0$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.375	0.335	1.054	1.716	2.049	1.716	1.054	0.335	-3.753
b/4	-0.529	-0.029	0.507	1.113	1.716	2.026	1.684	1.011	0.271
b/2	-0.441	-0.186	0.108	0.507	1.054	1.684	2.121	2.027	1.718
3b/4	-0.266	-0.241	-0.186	-0.029	0.335	1.011	2.027	3.198	4.196
b	-0.073	-0.266	-0.441	-0.529	-0.375	0.271	1.718	4.196	7.559

Tableau V.17 : Tableau de K1 pour $\Theta=0.85$

$\Theta=0.85$	$\alpha=1 \Rightarrow K1$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.585	0.743	0.972	1.260	1.442	1.260	0.972	0.743	0.585
b/4	0.352	0.470	0.652	0.924	1.260	1.494	1.372	1.148	0.968
b/2	0.217	0.301	0.434	0.652	0.972	1.372	1.690	1.675	1.566
3b/4	0.141	0.202	0.301	0.470	0.743	1.148	1.675	2.185	2.439
b	0.095	0.141	0.217	0.352	0.585	0.968	1.566	2.439	3.562

Tableau V.18 : Tableau de K0 pour $\Theta=0.90$

$\Theta=0.90$	$\alpha=0 \Rightarrow K0$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.472	0.275	1.044	1.777	2.159	1.777	1.044	0.275	-0.472
b/4	-0.549	-0.065	0.470	1.107	1.777	2.133	1.731	0.957	0.113
b/2	-0.404	-0.185	0.079	0.470	1.044	1.731	2.198	2.020	1.584
3b/4	-0.192	-0.203	-0.185	-0.065	0.275	0.957	2.020	3.252	4.258
b	0.030	-0.192	-0.404	-0.549	-0.472	0.113	1.584	4.258	8.003

Tableau V.19 : Tableau de K1 pour $\Theta=0.90$

$\Theta=0.90$	$\alpha=1 \Rightarrow K1$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.545	0.712	0.963	1.290	1.503	1.290	0.963	0.712	0.545
b/4	0.316	0.434	0.622	0.916	1.290	1.553	1.400	1.138	0.936

CHAPITRE V : CALCUL DE TABLIER

b/2	0.186	0.266	0.399	0.622	0.963	1.400	1.749	1.709	1.568
3b/4	0.117	0.172	0.266	0.434	0.712	1.138	1.709	2.266	2.518
b	0.076	0.117	0.186	0.316	0.545	0.936	1.568	2.518	3.771

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K(0.89) = K(0.85) + \left((K(0.90) - K(0.85)) \times \frac{0.89 - 0.85}{0.90 - 0.85} \right)$$

On obtient le tableau suivant qui donne le coefficient K0 pour $\Theta=0.89$:

Tableau V.20 : Tableau de K0 pour $\Theta=0.89$

$\theta=0.89$	$\alpha=0 \Rightarrow K0$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.452	0.287	1.046	1.765	2.137	1.765	1.046	0.287	-0.452
b/4	-0.545	-0.057	0.477	1.108	1.765	2.112	1.722	0.967	0.144
b/2	-0.412	-0.185	0.085	0.477	1.046	1.722	2.183	2.022	1.611
3b/4	-0.207	-0.210	-0.185	-0.057	0.287	0.967	2.022	3.241	4.246
b	0.009	-0.207	-0.412	-0.545	-0.452	0.144	1.611	4.246	7.914

Tableau V.21 / Tableau de K1 pour $\Theta=0.89$

$\theta=0.89$	$\alpha=1 \Rightarrow K1$								
$\begin{matrix} e \\ y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.553	0.718	0.965	1.284	1.491	1.284	0.965	0.718	0.553
b/4	0.323	0.441	0.628	0.918	1.284	1.542	1.394	1.140	0.942
b/2	0.193	0.273	0.406	0.628	0.965	1.394	1.737	1.703	1.567
3b/4	0.121	0.178	0.273	0.441	0.718	1.140	1.703	2.250	2.502
b	0.080	0.121	0.193	0.323	0.553	0.942	1.567	2.502	3.729

Calcul le coefficient $K\alpha$

Le calcul des valeurs de K par les formules d'interpolation d'après Sattler :

On a : $\Theta = 0.89$ et $\alpha = 0.21$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$$

$$\text{Avec } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$$

$$\longrightarrow K\alpha = k_0 + 0.34 (k_1 - k_0)$$

Les valeurs obtenues sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$

$\theta=0.89$	K alpha								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.110	0.434	1.018	1.602	1.917	1.602	1.018	0.434	-0.110
b/4	-0.250	0.112	0.529	1.043	1.602	1.918	1.610	1.026	0.416
b/2	-0.206	-0.029	0.194	0.529	1.018	1.610	2.031	1.913	1.596
3b/4	-0.095	-0.078	-0.029	0.112	0.434	1.026	1.913	2.904	3.653
b	0.033	-0.095	-0.206	-0.250	-0.110	0.416	1.596	3.653	6.492

V.3.3. Calcul De Coefficient $K\alpha$ Pour Chaque Poutre

Les coefficients de répartition ($K\alpha$) de chaque poutre sont déterminés par interpolation des valeurs issues du tableau précédent, en tenant compte de la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE1	-0.177	0.279	0.783	1.334	1.766	1.753	1.302	0.718	0.142
POUTRE2	-0.229	0.044	0.368	0.796	1.322	1.770	1.812	1.452	0.982
POUTRE3	-0.153	-0.053	0.087	0.329	0.738	1.330	1.975	2.389	2.583
POUTRE4	-0.051	-0.084	-0.090	-0.013	0.246	0.816	1.804	3.162	4.632

V.3.4. Construction Des Lignes D'influence

Pour chaque poutre, on trace la ligne d'influence à partir de ses coefficients de répartition. Chaque point de ce diagramme donne la valeur de $K\alpha$ pour la poutre, correspondant à la position d'une charge unitaire placée à cette abscisse.

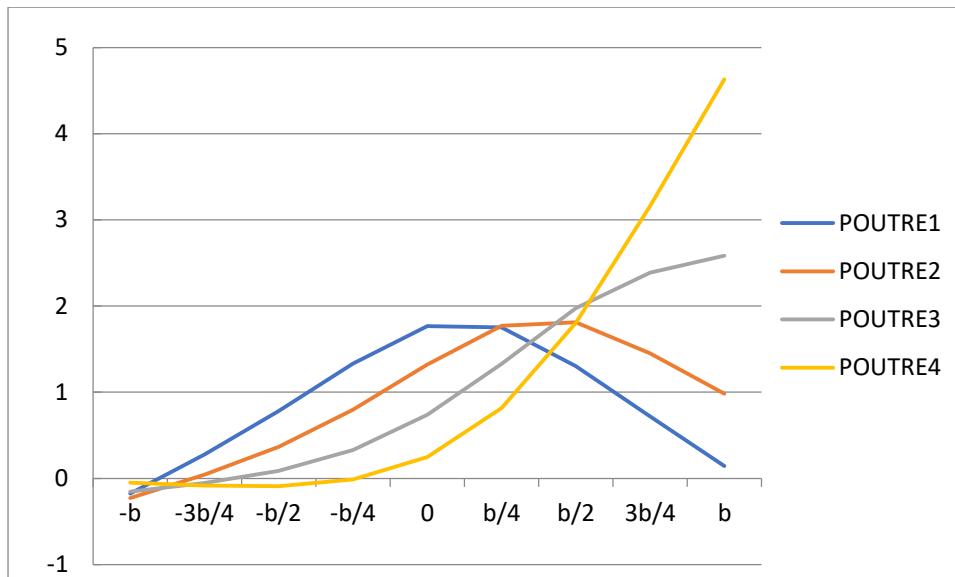


Figure V.14: Les lignes d'influence du coefficient $K\alpha$

V.3.5. Calcul $K\alpha$ moy

Une fois que les lignes d'influence ont été tracées, il est nécessaire de positionner les surcharges selon RCPR

❖ Surcharges surfaciques :

Les surfaces sont calculées à partir de l'AutoCAD et le coefficient $K\alpha_{\text{moy}}$ sera déterminé comme suite :

$$k_{\alpha \text{ moy}} = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.

L : la largeur des voies.

Tableau V.24 : les surfaces

S	P1	P2	P3	P4
AL	15.68	14.65	13.02	11.12
Bc	1.26	1.40	1.348	1.25
MC120	3.31	2.58	1.63	0.74
D240	5.73	4.18	2.48	0.98

Tableau V.25 : valeur de $k_{\alpha moy}$

$k_{\alpha moy}$	P1	P2	P3	P4
AL	1.16	1.085	0.96	0.82
Bc	1.26	1.40	1.35	1.25
MC120	1.65	1.29	0.815	0.37
D240	1.79	1.306	0.775	0.306

❖ **Valeurs des moments fléchissants réels**

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

$$M_{réel} = k_{\alpha moy} \times M_0$$

Les valeurs des moments fléchissants réels sont présentées en annexe B.

V.3.6. Combinaisons des Charges

On utilise les combinaisons des charges dans les deux états limites (ELU et ELS) selon le RCPR pour la détermination de la poutre la plus sollicitée :

CHAPITRE V : CALCUL DE TABLIER

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35 G + 1.6 AL1	8357.14	8379.81	8078.36	7731.59
	1.35 G + 1.6 AL2	9848.48	9268.85	8534.66	7842.47
	1.35 G + 1.6 AL3	10114.24	10268.47	10041.65	9694.64
	1.35 G + 1.6 AL4	10856.93	10616.72	10225.99	9777.60
	1.35 G + 1.6 Bc1	7606.80	8483.25	9229.43	9883.57
	1.35 G + 1.6 Bc2	8612.40	9872.37	10517.52	10901.57
	1.35 G + 1.6 Bc3	9696.98	10595.83	10779.99	10753.68
	1.35 G + 1.6 Bc4	10253.68	10599.25	10465.96	10236.40
	1.35 G + 1.6 Bt1	7478.48	8114.77	8656.48	9131.38
	1.35 G + 1.6 Bt2	8389.08	9291.08	9711.48	9948.29
	1.35G + 1.35Mc120	8432.28	9572.93	10238.94	10682.96
	1.35 G + 1.35 D240	11615.52	10404.96	9076.87	7911.36
ELS	G + 1.2AL1	6201.76	6218.76	5992.67	5732.59
	G + 1.2 AL2	7320.27	6885.54	6334.90	5815.75
	G + 1.2 AL3	7519.59	7635.25	7465.14	7204.89
	G + 1.2 AL4	8076.60	7896.45	7603.39	7267.11
	G + 1.2 Bc1	5639.01	6296.34	6855.97	7346.58
	G + 1.2 Bc2	6393.21	7338.18	7822.05	8110.08
	G + 1.2 Bc3	7206.64	7880.77	8018.89	7999.17
	G + 1.2 Bc4	7624.17	7883.34	7783.37	7611.21
	G + 1.2 Bt1	5542.77	6019.98	6426.27	6782.44
	G + 1.2 Bt2	6225.71	6902.21	7217.51	7395.12
	G + Mc120	6246.13	7091.06	7584.40	7913.30
	G + D240	8604.09	7707.38	6723.61	5860.27

V.3.7. CONCLUSION

La poutre la plus sollicitée est déterminée sous les combinaisons suivantes :

- ELS G+D240
- ELU 1.35G+1.35D240

V.4. MODÉLISATION DU TABLIER SOUS ROBOT

Après l'étude transversale du tablier par la méthode de Guyon-Massonnet, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional afin de vérifier les résultats obtenus par les calculs manuels.

V.4.1. Présentation du logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul des structures basé sur la méthode des éléments finis. Il permet la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de différents types de structures tout en prenant en compte les diverses charges appliquées à l'ouvrage.

V.4.2. Modèle structurel

Le tablier a été modélisé sous Autodesk Robot Structural Analysis 2019 à l'aide d'un modèle de type grille. Celui-ci est composé de huit poutres longitudinales de 35 m de portée, reliées par une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur. Étant donné que l'ouvrage est constitué de travées identiques, une seule travée courante a été modélisée pour l'analyse.

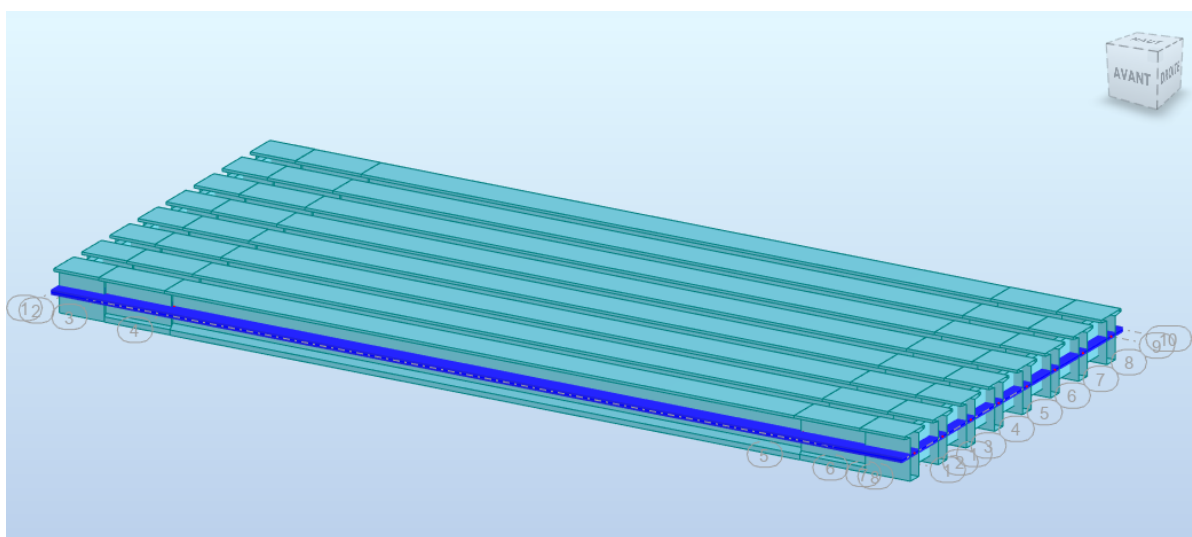


Figure V.15 : Modèle de calcul.

V.4.3. Étapes de la modélisation

La modélisation a été réalisée selon les étapes suivantes :

Étape 1 : Définition du modèle

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

Étape 2 : Application des charges

- Charges permanentes (revêtement, corniches, garde-corps et glissières) ;
- Surcharge A(L) ;
- Charges roulantes Bc, Bt, Mc120 et D240.
-

Étape 3 : Définition Des Combinaisons De Charges

- Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau V.26 : combinaisons de charges

Etats	Combinaison
ELU	$1,35G + 1,6 A_l$
	$1,35G + 1,6 B_c$
	$1,35G + 1,6 B_t$
	$1,35G + 1,35D_{240}$
	$1,35G + 1,35M_{c120}$
ELS	$G + 1,2 A_l$
	$G + 1,2 B_c$
	$G + 1,2 B_t$

	G + D240
	G + Mc120

V.4.4. Les Résultats

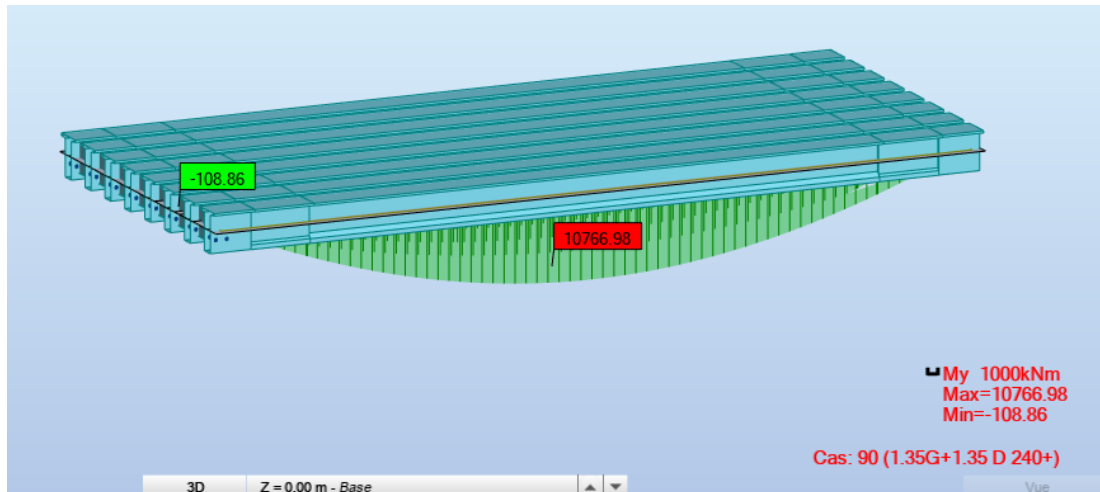


Figure V.16: Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).

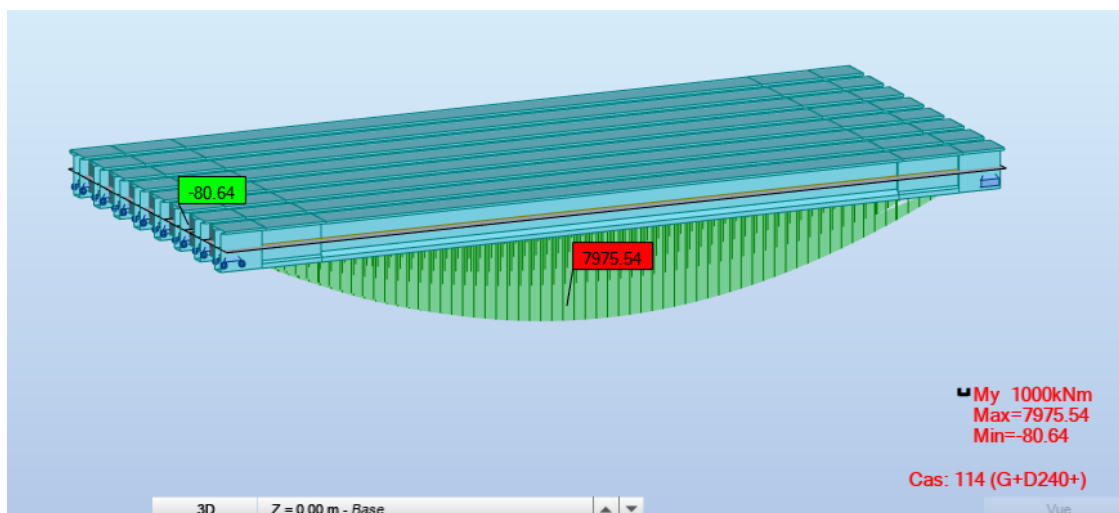


Figure V.17 : Moment maximal à l'ELU (G +D240).

Les autres résultats de calcul par logiciel se trouve en ANNEXE C.

V.5. ETUDE COMPARATIVE

Les résultats de calcul manuel et calcul automatique sont inclus dans le tableau ci-dessous :

Combinaisons		Manuel (KN.m)	Automatique (KN.m)	Erreur (%)
ELS	G + 1.2 AL	8076.6	6966.64	13.74
	G + 1.2 Bc	8060.51	7 413.59	8.03
	G + 1.2 Bt	7374.46	6553.31	11.14
	G + Mc120	7876.35	7 449.18	5.42
	G + D240	8604.08	7975.54	7.31
ELU	1.35G + 1.6 AL	10856.93	9362.01	13.77
	1.35G + 1.6 Bc	10835.43	9966.46	8.02
	1.35G + 1.6 Bt	9920.74	8819.43	11.10
	1.35G + 1.35Mc120	10633.07	10056.59	5.42
	1.35G + 1.35D240	11615.51	10766.98	7.31

V.5.1. CONCLUSION

D'après le calcul qu'on a fait, on conclut que la poutre la plus sollicitée c'est la poutre 1 sous les combinaisons les plus défavorables à l'ELU (1.35G + 1.35D240) et à l'ELS (G + D240)

CHAPITRE VI :

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte permet d'augmenter la performance du béton en lui imposant une compression initiale, ce qui limite l'apparition des efforts de traction sous charges. Grâce à cette méthode, l'ouvrage devient plus résistant et mieux adapté aux sollicitations.

Ce chapitre expose les principes essentiels et les étapes du calcul de la précontrainte appliquée à un pont à poutres post-tensionnées.

VI.2. LES PRINCIPAUX MODES DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte est mise en œuvre selon deux procédés principaux : la pré-tension et la post-tension. Ces méthodes reposent sur l'utilisation d'armatures actives placées dans le béton afin de lui imposer un état de compression initial.

➤ Post-tension

Dans ce procédé, les câbles sont disposés dans des gaines à l'intérieur de l'élément bétonné. Leur mise en tension est effectuée après le durcissement du béton, permettant ainsi le transfert des efforts par l'intermédiaire des ancrages.

➤ Pré-tension

Dans ce cas, les armatures sont tendues avant le coulage du béton entre des appuis fixes. Après durcissement du béton, la libération de la tension provoque le transfert de la compression au béton par adhérence.

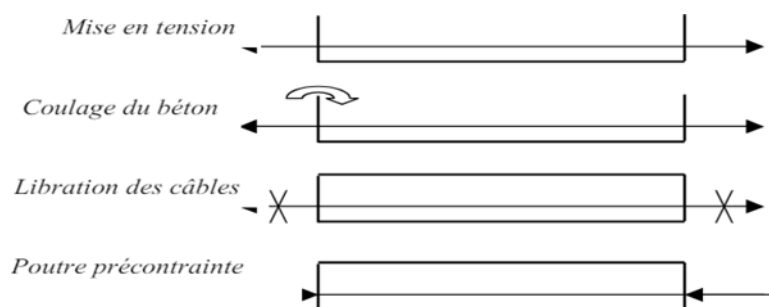


Figure VI.1: Etapes générales de réalisation.

VI.3. DONNEES DE CALCUL

Tableau VI.1: Données de l'ouvrage

H	H(P+D)	L	L _{portée}	N _{poutre}	e dalle	Enrobage	λ	L _{TC}	b About
1.8 m	2 m	35 m	34 m	8	0.2m	0.03m	2 m	1.4 m	0.6 m

Figure VI.2 : Caractéristiques de la poutre.

	ABOUT		MEDIANE	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m ²)	1.180	1.580	0.660	1.060
v' (m)	0.971	1.206	0.988	1.332
v (m)	0.829	0.794	0.812	0.668
IG (m ⁴)	0.356	0.615	0.281	0.489
ρ	0.375	0.406	0.531	0.518

B : l'aire de la section.

v' , v : la distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($v + v' = h$).

IG : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique $\rho = IG / (B \times v' \times v)$

Tableau VI.2: Caractéristiques de béton.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
40	3	24	-4.5

Tableau VI.3 :Caractéristiques des câbles 12T15.

Câble	N torons	Ap 1 toron m ²	Ap câble m ²	f_{prg} MPa	f_{p0} KN	f_{peg} MPa	Dgaine m
12T15	12	0.00014	0.00168	1 860	206.1	1674	0.08
F_{rd-1}	Φ_{m-1}	g mm	μ_0	ρ 1000h	EP MPa	f_e MPa	σ_s MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5%	195000	500	434.78

Tableau VI.4 : Résultats logiciel.

M _{gp} (MN.m)	M _M (MN.m)	M _m (MN.m)	V _M (MN)	V _m (MN)
2.44	7.975	4.476	1.121	0.543

VI.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VI.4.1. Nombre De Câbles A Mi-Travée :

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à $L/2$, donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N > \frac{P_{min}}{(1 - \Delta P_0) \times P_0}$$

P_{min} : la valeur minimale de la précontrainte en service.

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

ΔP_0 : Pertes de tension estimé à 30%.

➤ La valeur minimale de la précontrainte

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (Contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$$P_{min} = \sup (PI ; PII)$$

Avec :

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad \text{section sous critique}$$

$$PII = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'} \quad \text{section sur critique}$$

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 :

$$M_m: M_g + M'_g$$

$$M_M: M_g + M'_g + M_q$$

$$\text{Posons : } \Delta M = M_M - M_m$$

$\overline{\sigma_{bt1}}$: Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}}$: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.

d': l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1h.

Tableau VI.5 : Résulta Calcul de P min.

$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50	PI	-0.34
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3	PII	4.65
d'(m)	0.20	<i>Pmin</i>	4.65

Détermination de la force P0 :

La force de mise en tension d'un seul câble est :

$P0 = \min (0.8 \times f_{prg} \times A_p, 0.9 \times f_{peg} \times A_p)$ Application numérique :

$P0 = \min \{(0,8 \times 1860 \times 0.00168) ; (0,9 \times 1674 \times 0.00168)\}$

Donc : $P0 = 2,49 \text{ MN}$

Alors $N \geq 2.49$ donc on prend : $n = 3$ câbles de 12T15

VI.4.2. Détermination Du Nombre De Câbles A L'about

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

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 - M_{gp}) \geq -1.5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \times e_0 - M_{gp}) \geq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

Si $P \leq 7.60$	Alors $n \leq 3.05$
Si $P \leq 15.15$	Alors $n \leq 6.08$
Donc les 3 câbles sont à l'about et il n'y aura pas de câble au niveau de l'extrados	

Tableau VI.6 : Détermination de nombre de câbles à l'about.

VI.5. PRE-VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE :

Dans cette étape on fait la vérification de la précontrainte à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, La mise en tension est faite à 50%, Les pertes sont estimées à 5 %.
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %, Les pertes sont estimées à 10 %.
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle, Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont :

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

La vérification des contraintes se fait en classe II

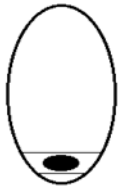
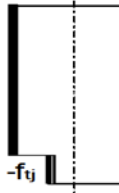
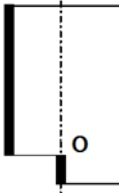
Classe	Exécution	Service		
		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>
Classe II	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj} 	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj} 	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{cj} 	-1,5 f _{tj} 0,5 f _{cj} 

Figure VI.3 : :contraint admissible

Tableau VI.7 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes

Phase 01 : après 07 jours		Phase 02 : après 28 jours	
f_{c7}	26.49 MPa	f_{c28}	40.00 MPa
f_{t7}	2.19 MPa	f_{t28}	3.00 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	15.89 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	24.00 MPa
ΔP	5 %	ΔP	10 %
n câbles	3	n câbles	3
Phase 03 : après coulage de la dalle		Phase 04 : en service	
f_{c28}	40.00 MPa	f_{c28}	40.00 MPa
f_{t28}	3.00 MPa	f_{t28}	3.00 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1 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	3	n câble	3

Avec : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ si $j < 28$ j, selon BAEL99

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

Phases	e_0 (m) = $v' - d'$	M(MN.m)	P(MN)	σ_{sup}	σ_{inf}
Phase 01	0.79	2.44	3.55	4.34	6.64
Phase 02	0.79	2.44	6.72	1.92	20.25
Phase 03	1.13	3.814	6.35	1.38	15.18
Phase 04	1.13	7.98	5.23	7.74	-0.67

Tableau VI.8 : Résultats de vérification des contraintes.

Avec :

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

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \times e_0 - M_{gp})$$

VI.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.6.1. Principe

Les câbles de précontrainte présentent des déviations à la fois verticales et horizontales. Leur géométrie est globalement parabolique, ce qui correspond à la répartition uniforme des charges permanentes, avec un court alignement droit (environ 1 m) avant l'ancrage.

En section médiane (la plus sollicitée), les câbles sont concentrés dans le talon avec un excentrement maximal. À mesure qu'on approche des appuis, la précontrainte devient excessive : les câbles sont donc progressivement relevés afin d'éviter des contraintes trop importantes en fibre inférieure, tout en contribuant à réduire l'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement ancrés à l'about des poutres, à espacement constant pour mieux répartir l'effort de précontrainte et limiter les effets de diffusion. La résultante des forces de précontrainte doit coïncider avec le centre de gravité de la section d'about.

VI.6.2. Disposition des câbles

VI.6.2.1. Section médiane

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. Le choix porte sur la dernière disposition. La distance à mi-travée entre deux câbles est fixée selon les recommandations du B.P.E.L.

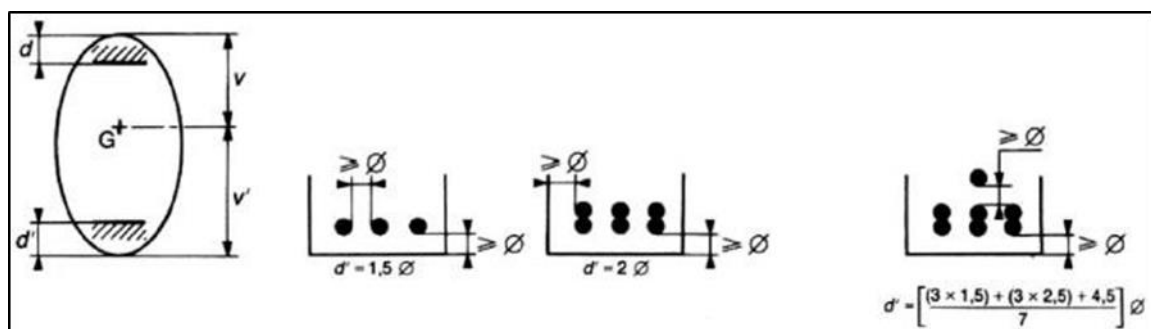
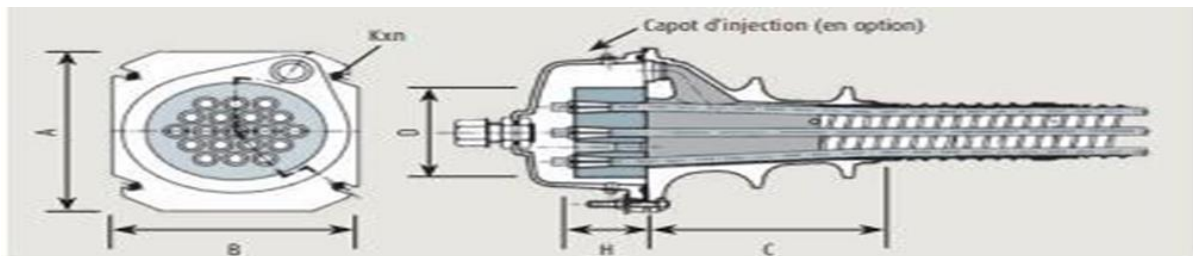


Figure VI.4 : Disposition constructive des câbles de précontrainte

On a $\phi = 8\text{cm}$ (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

VI.6.2.2. Section d'about

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$.



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure VI.5 : : Caractéristiques des plaques

➤ Disposition des plaques d'ancrages

Donne par la figure suivante :

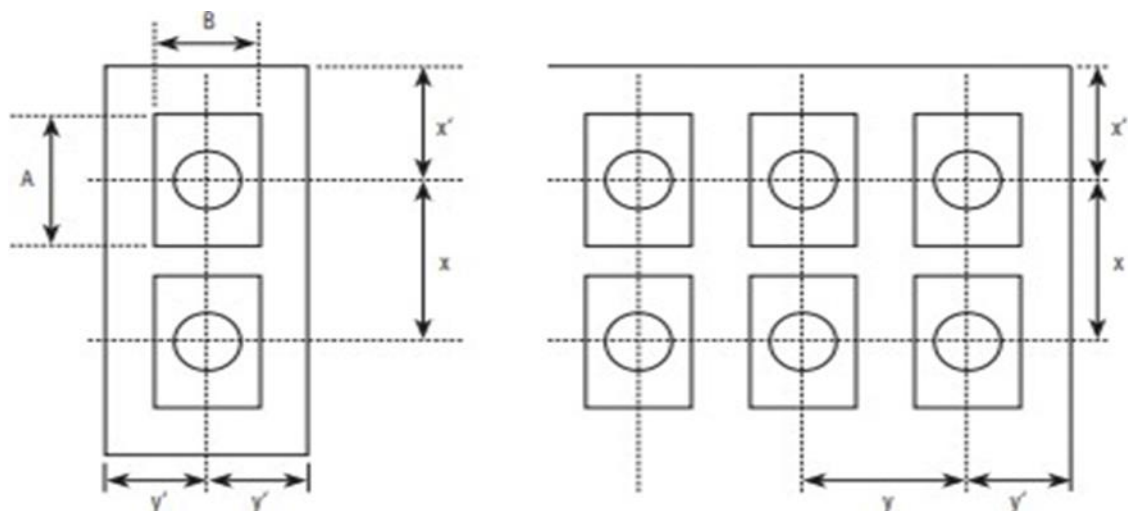


Figure VI.6 : Disposition des plaques d'ancrages

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Les câbles sont ancrés à l'about à intervalles réguliers pour bien répartir l'effort de précontrainte et limiter la diffusion. Leur résultante doit coïncider avec le centre de gravité de la section d'about, et pour cela on doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} X \geq A + 30 \text{ (mm)} \\ X \geq 0,85a \text{ (mm)} \end{cases}$$

a : dépend de f_{c28} et le type de plaque d'ancrage

A : dimension de plaque d'encrage

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow a = 342 \text{ mm}$$

$$\rightarrow X \geq 0,85 \times a \rightarrow X \geq 290,7 \text{ mm} \rightarrow X = 300 \text{ mm.}$$

Figure VI.7: distances a et b

Unités	$a = b \text{ (mm)}$		
	$f_{cm,o} \text{ (MPa)}$		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Tableau VI.9: Position des câbles

Cable	Yi(m)		Yi(m)	
C1	0.77		0.12	
C2	1.07		0.2	
C3	1.37		0.36	

➤ Tracé des Câbles

Le tracé des câbles présente essentiellement une géométrie parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Angle de relevage α :

L'angle de relevage ($x=0$) est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage et peut être déterminé par la formule suivante :

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

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 limitée 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 des gaines .

B_{Gaine} : surface de la gaine

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

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lit.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau VI.10 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

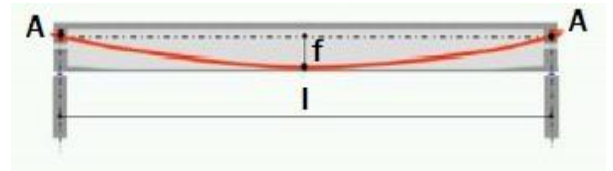
$b_n(\text{m})$	$B_n (\text{m}^2)$	$P (\text{MN})$	$\sigma_x (\text{MPa})$	$\bar{\tau}(\text{MPa})$	$\bar{V}(\text{MN})$
0.52	1.56	5.23	3.34	2.76	2.30

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

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{F}{L^2}$$

F : est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

L : est la longueur de la parabole L = 33m.



➤ **L'angle de déviation** : sur une longueur peut être calculé par :

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

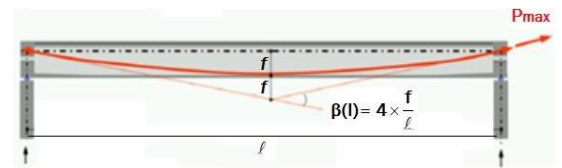
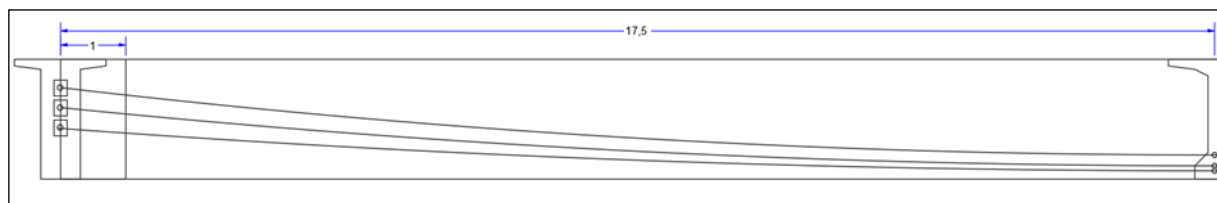


Tableau VI.11 : Résultats de calcul de α , F, R, β .

Câble	α (°)	Yi(m)			F (m)	R(m)	β (rad)
		X = 0 m	X=1 m	X = L/2			
C1	4	0.77	0.70	0.12	0.58	234.67	0.070
C2	6	1.07	0.96	0.2	0.76	177.97	0.093
C3	6	1.37	1.26	0.36	0.90	150.43	0.110

Figure VI.8:Trajectoire des câbles.



VI.7. CALCUL DES PERTES

Les pertes de précontrainte représentent la différence entre l'effort appliqué au moment de la mise en tension et l'effort réellement transmis aux armatures à un instant donné.

En post-tension, cet effort ne reste pas constant :

- Il varie le long du câble, principalement à cause des frottements.
- Il diminue avec le temps, sous l'effet du retrait et du fluage du béton ainsi que de la relaxation des aciers.

On distingue deux types de pertes :

- Pertes instantanées : apparaissent durant la mise en tension.
- Pertes différées : apparaissent progressivement après la mise en tension.

VI.7.1. Les Pertes De Tension Instantanées

VI.7.1.1. Pertes Par Frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x ». Il est estimé par la formule suivante :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine ($\sigma_{p0} = 1\,416$ MPa)

e : la base de logarithme népériens.

f: coefficient de frottement en courbe ($f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$)

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur une distance x (rd).

Φ : coefficient de frottement en ligne ($\Phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$)

x: la distance de la section considérée.

Les Coefficients de frottement sont donnés par le tableau ci-dessus :

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau VI.12 : Les Coefficients de frottement

Tableau VI.13 : Valeurs des pertes dues au frottement.

N câble	X = L/2 m	β (rad)	$F \times \beta + \Phi \times X$	$\Delta\sigma\Phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (%)
Câble 1	17.5	0.070	0.048	65.90	70.89	5%
Câble 2	17.5	0.093	0.052	71.33		
Câble 3	17.5	0.110	0.055	75.43		

VI.7.1.2. Pertes Par Recul De L'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x), \text{ avec } k = F \times \frac{\beta}{L} + \phi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage

k : constant

g : intensité de recul d'ancrage (g = 6 mm).

E_p : module de déformation longitudinale de l'acier

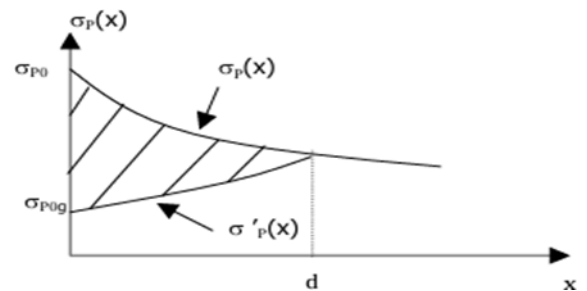


Figure VI.9 : : Pertes par recul de l'ancrage

N câble	L (m)	K (m ⁻¹).	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (l/2) (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (0) (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (0) (%)
Câble 1	17.5	0.0027	17.42	0	134.34	9.49
Câble 2	17.5	0.0030	16.73	0	139.90	9.88
Câble 3	17.5	0.0031	16.25	0	143.98	10.17

Tableau VI.14 : : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage.

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section (X=L/2) parce que : d < x=L/2 dans les trois câbles .

VI.7.1.3. Perte De Tension Par Déformations Instantanées Du Béton

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

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

$$\sigma_{bi}: \text{contrainte parabole de béton, } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\phi Moy})$

AP : section de câble de précontrainte.

Ep : module d'élasticité de l'acier.

Eij : module de déformation longitudinale instantané de béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

Mgp : moment dû au poids propre de la poutre.

IG : moment d'inertie de la section médiane.

Tableau VI.15 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Mg (MN.m)	Eij	e(m)	B(m2)	IGm4	P(MN)	σ_{bi} (MPa)	$\Delta \sigma_e$ (MPa)	$\Delta \sigma_e$ (%)
2.44	37619.47	0.779	0.645	0.272	7.096	19.87	51.49	3.64

VI.8. PERTES DE TENSION DIFFEREES

Ce sont les pertes qui apparaissent progressivement dans le temps, par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VI.8.1. Pertes Par Retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut $\varepsilon_r(1 - r(t))$.

Avec :

ε_r :retrait final , $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$

$r(t)$: loi d'évolution de retrait en fonction de temps.

la perte finale par retrait est :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

Le résultat est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16 : Valeurs des pertes par retrait de béton.

$\Delta\sigma_r(\text{MPa})$	38.00
$\Delta\sigma_r(\%)$	2.68

VI.8.2. Pertes Par Fluage

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

$$\Delta\sigma_{FL} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_p \times e}{I} \quad \text{Avec :}$$

$$P = n \times P_0 (1 - \Delta\sigma_{totale}(\%))$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

M_p : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle). Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_p (MN.m)	P (MN)	B (m ²)	e (m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
4.48	6.82	1.045	1.12	14.09	182.62	12.90

Tableau VI.17: Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

VI.8.3. 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 formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

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

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000h.

μ_0 : coefficient value 0.43 pour les armateurs à très basse relaxation

Tableau VI.18: : Valeurs des pertes par relaxation

$\Delta\sigma_p$ (MPa)	51.52
$\Delta\sigma_p$ (%)	3.64

VI.9. PERTES TOTALES :

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{Diff}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	122.38	263.56	385.93
%	8.64	18.61	27.26

Tableau VI.19: les pertes totales

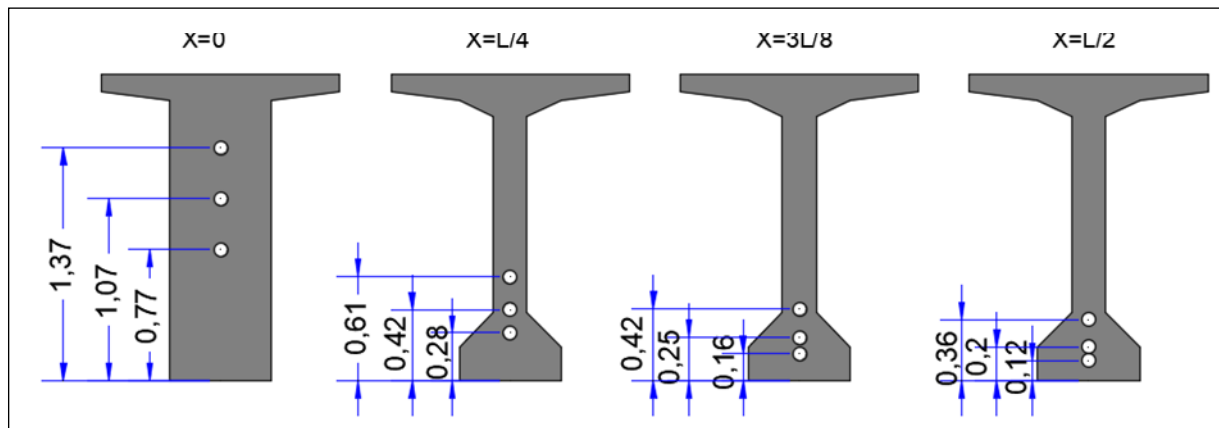
On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 30%.

VI.10. JUSTIFICATION DES POUTRES

VI.10.1. Sections De Vérification

En considérant 3 sections $x = L/4$, $x = 3L/8$, $x = L/2$ pour la vérification des contraintes normales, et une section au niveau de l'appui ($x = 0.5$) pour la vérification des contraintes.

Figure VI.10: Sections de vérification



Section	X=0.5		X=3L/8		X=L/4		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle
H(m)	1.80	2.00	1.80	2.00	1.80	2.00	1.80	2.00
Bn (m ²)	1.165	1.565	0.645	1.045	0.645	1.045	0.645	1.045
v_n (m)	0.830	0.793	0.799	0.655	0.795	0.653	0.794	0.652
v_n' (m)	0.970	1.207	1.001	1.345	1.005	1.347	1.006	1.348
I _G (m ⁴)	0.355	0.614	0.276	0.477	0.273	0.472	0.272	0.471
ρ (%)	37.85	40.99	53.50	51.81	52.98	51.35	52.80	51.29

Tableau VI.20:Les Caractéristiques des sections de vérification

➤ Limitation Des Contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

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

Tableau VI.21:Limitation des contraintes.

VI.11. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

VI.11.1. Effort De Précontrainte

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

- Valeur caractéristique maximale : $P_2 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$.
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$.

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

Pour $P_0 = 2.49$ MN, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

	N câbles	Mt (%)	ΔP (%)	P1(MN)	P2(MN)	dx=0,5 (m)	dx=L/4 (m)	dx=3L/8 (m)	dx=L/2 (m)
Phase1	3	50	4.32	3.68	3.47	1.07	0.44	0.28	0.23
Phase2	3	100	8.64	7.10	6.55	1.07	0.44	0.28	0.23
Phase3	3	100	17.95	6.55	5.71	1.07	0.44	0.28	0.23
Phase4	3	100	27.26	5.99	4.88	1.07	0.44	0.28	0.23

Tableau VI.22 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

VI.11.2. Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

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

Tel que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 - M_{gp}).$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \times e_0 - M_{gp}).$$

P : effort de la précontrainte.

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.23: : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02.

		Phase 01				Phase 02			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		-0.10	0.56	0.73	0.78	-0.10	0.56	0.73	0.78
MELS (MN.m)		0.00	1.80	2.28	2.44	0	1.8	2.28	2.44
P1 (MN)		3.68	3.68	3.68	3.68	7.10	7.10	7.10	7.10
P2 (MN)		3.47	3.47	3.47	3.47	6.55	6.55	6.55	6.55
σ_{Max}	σ_{sup}	4.02	4.90	4.54	4.44	7.76	4.62	2.59	1.97
	σ_{inf}	2.15	6.71	9.15	7.31	4.16	19.02	21.66	22.48
σ_{Min}	σ_{sup}	3.79	4.92	4.66	4.60	7.15	4.67	2.91	2.37
	σ_{inf}	2.03	5.94	8.24	6.36	3.83	17.02	19.31	20.01

Tableau VI.24 : : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04.

		Phase 03				Phase 04			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0.14	0.91	1.07	1.12	0.14	0.91	1.07	1.12
MELS (MN.m)		0.00	6.09	7.51	7.98	0	6.09	7.51	7.98
P1 (MN)		6.55	6.55	6.55	6.55	5.99	5.99	5.99	5.99
P2 (MN)		5.71	5.71	5.71	5.71	4.88	4.88	4.88	4.88
σ_{Max}	σ_{sup}	3.03	6.46	6.96	7.15	2.77	6.62	7.25	7.48
	σ_{inf}	5.95	5.86	4.83	4.44	5.44	3.90	2.60	2.12
σ_{Min}	σ_{sup}	2.64	8.99	10.21	7.65	5.03	9.55	10.06	8.14
	σ_{inf}	5.19	2.92	1.48	0.96	4.43	-0.01	-1.87	-2.52

VI.12. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant s'accumulant avec les effets de moment fléchissant et de l'effort normale n'affectent pas la sécurité de l'ouvrage. Donc on vérifie les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times F_{tj} \times (F_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{F_{tj}}{F_{cj}} \times (0.6F_{cj} - \sigma_x) \times (F_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0.4F_{cj}$ on a $\overline{\tau}_1 < \overline{\tau}_2$ donc il suffit juste de vérifier $\tau < \overline{\tau}_1$

τ : contrainte tangentielle, $\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$

σ_x : contrainte normale, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette considéré

S_n : moment statique nette par rapport a l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situe au-dessus de l'axe neutre.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

b_n : largeur nette de la section.

Tableau VI.25: Effort de précontrainte.

	α_i (°)	Picos α	Pisin α
P1	4	1.81	0.13
P2	6	1.80	0.19
P3	6	1.80	0.19
SOMME		5.41	0.50

Tableau VI.26: Contrainte tangentielle.

Bn(m ²)	σ _x (MPa)	τ ₁ (MPa)	V _{ser} (MN)	V _{red} (MN)	S _n (m ³)	I _n (m ⁴)	b _n (m)	τ (MPa)
1.56	3.46	2.78	0.93	0.42	0.48	0.61	0.52	0.63

On constat que $\tau = 0.63 \text{ MPa} < 2.78 \text{ MPa}$. Donc les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VI.13. ARMATEURS PASSIVES DES ZONES TENDUS

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaitre dans certaines sections.

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

B_t : Aire de la section de béton tendu.

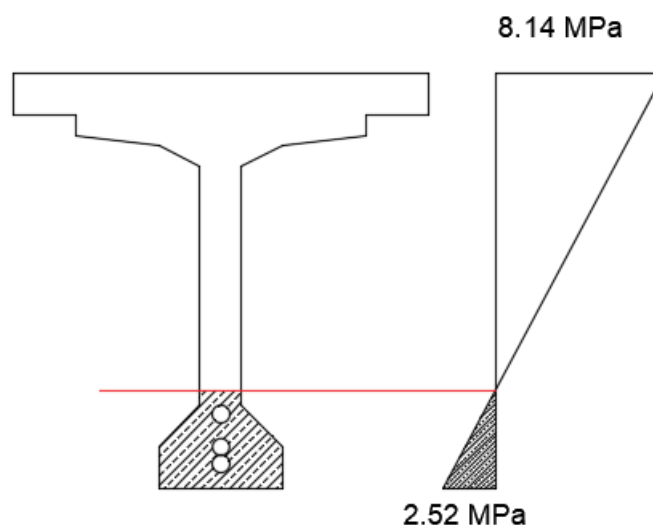
σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.

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

B_t	0.19
σ_{Bt}	2.52
N_{Bt}	0.1029

Figure VI.11: Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.



Donc $A_s = 2.52 \text{ cm}^2$, on prend 4 HA12 = 4.52 cm^2

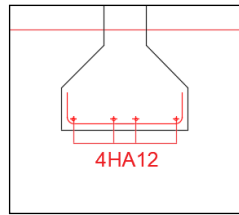


Figure VI.12: Armature longitudinale

VI.14. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

VI.14.1. Vérification A La Non Rupture Des Armatures Transversales

La première étape :

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG

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

V_{red} : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

$V_u(\text{MN})$	1.5	$B_n(\text{m}^2)$	1.56
$V_{u \text{ red}}(\text{MN})$	1	$\sigma_x \text{ (MPa)}$	3.46
$S_n(y) \text{ (m}^3\text{)}$	0.48	$\tau_u \text{ (MPa)}$	1.5
$I_n(\text{m}^4)$	0.61	$\beta_u \text{ (}^\circ\text{)}$	20.45
$b_n(\text{m})$	0.52	On prend $\beta_u = 30^\circ$	

La deuxième étape :

On détermine la section des armateurs transversale donnée A_t par :

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

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

b_n : largeur nette de la section d'appui.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

S_t : espacement des deux cours de ces armateurs, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.

γ_s : 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc $\frac{A_t}{S_t} > 3.42 \text{ cm}$

- Le pourcentage minimum a disposé

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 7.31 \text{ cm}$

S_t : l'espacement des armatures telle que $s_t \leq \text{Min} (1m, 0.8h, 3b_0) \rightarrow s_t \leq 100\text{cm}$

On prend un cadre de HA10 avec un espacement de 20 cm .

VI.14.2. Vérification de non-écrasement des bielles de béton

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression des bielles de béton reste en deçà de la contrainte ultime de béton.

$$\tau_u = 1.5 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

VI.14.3. Les armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrés dans la figure ci-dessous :

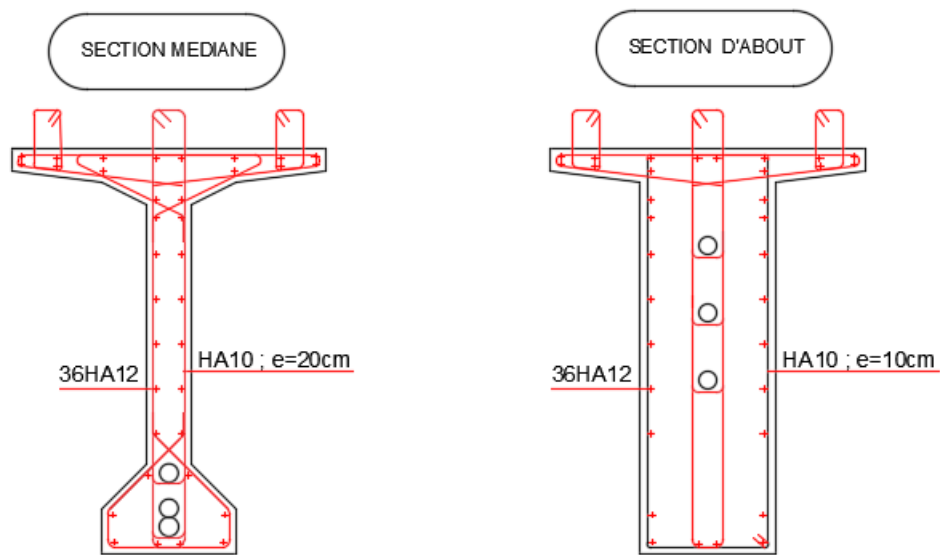


Figure VI.13: Ferrailage de la poutre

VI.15. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude de la précontrainte par poste tension, en présentant les différentes vérifications qui correspondent aux pertes de charges, avec un ferrailage de la poutre.

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément essentiel d'un pont, puisqu'il assure le support de la circulation. Il est composé d'une dalle dont la fonction principale est de transmettre les charges aux poutres. Dans ce chapitre, nous vérifierons la flèche et la contre-flèche, puis nous procéderons au ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis et de l'entretoise.

VII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

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

VII.2.1. Flèche due au poids propre du tablier G

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

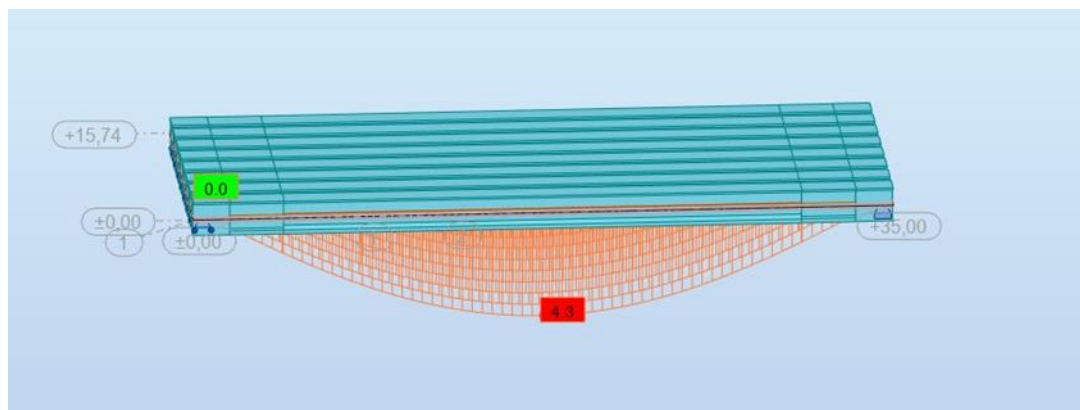


Figure VII.1: Flèche max de la poutre due à poids propre (G).

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 4.3 cm.

$$f_G = 4.3 \text{ cm}$$

VII.2.2. Contre Flèche De Précontrainte

Données de calcul :

P câble moy = 7.1 MN (mise en tension à 100 %)

e0 = 10 cm pour x=0 ;

e1 = -78 cm pour x=17.5m

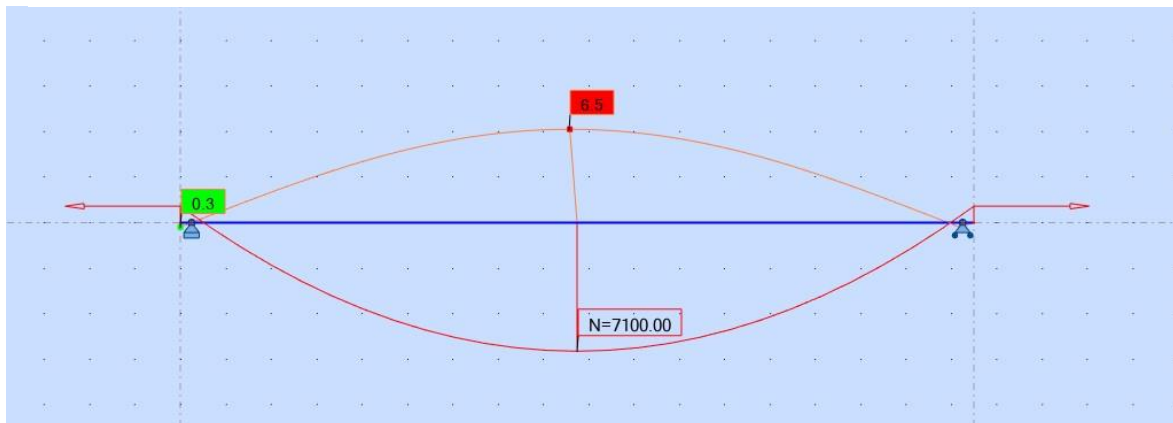


Figure VII.2: Contre Flèche de Précontrainte

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 trois câbles) est égale à 6.5 cm.

$$f_p = -6.5 \text{ cm}$$

VII.2.3. Flèche De Construction

La contre-fleche de precontrainte etant nettement superieure a la fleche due au poids propre de la poutre, on adopte pour le fond du coffrage une fleche de construction orientee vers le bas, dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - |f_g|)$$

AN: $f_c = 1.65 \text{ cm}$

VII.2.4. Flèche maximal à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul : G + D240

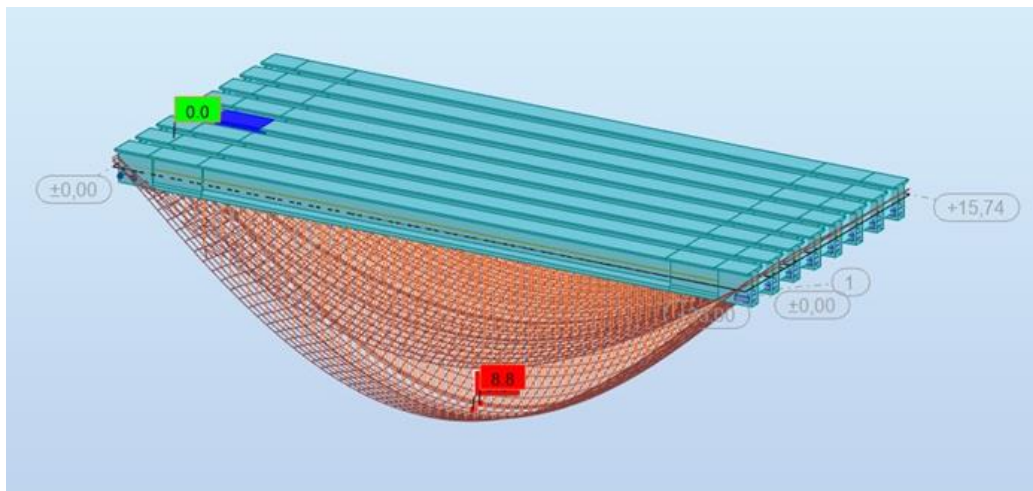


Figure VII.3: Flèche maximal à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 8.8 cm.

VII.2.5. Flèche Totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées
En service en charge : $f_{tot} = f_{ELS} + f_p + f_c = 3.95 \text{ cm}$

VII.2.6. VERIFICATION DE LA FLECHE

Valeur admissible d'une flèche dans une poutre selon BAEL :

$$\text{Si } L \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Si } L > 5m \Rightarrow f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

L: est la portée de la travée considérée.

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{35}{1000} = 4 \text{ cm}$$

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inférieure à la flèche admissible.

$$f_t < f_{adm}$$

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

VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.3.1. Principe de ferrailage

La fonction des entretoises est d'encastrer la poutre en torsion et de solidariser la section transversale. Elles sont également nécessaires lors des opérations de vérinage, opération souvent effectuée pour le changement des appareils d'appui.

Dans ce cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises, qui développent par conséquent des efforts importants.

Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et du nombre des vérins. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié afin d'éviter le développement d'efforts imprévus lors du vérinage du tablier.

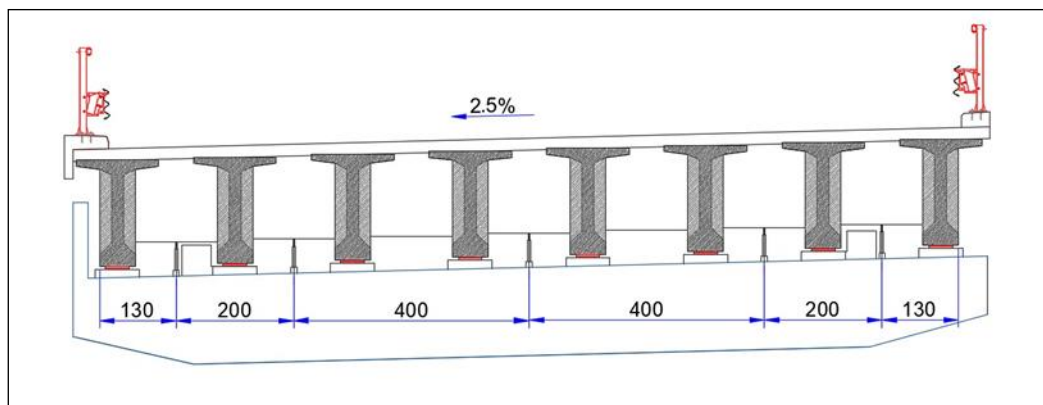


Figure VII.4: Positions des vérins.

VII.3.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 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 : $G \times L/2$

Avec :

G : poids de tablier par mètre linéaire 276.3 KN/ml

L : la longueur de la travée $L = 35$ m

AN : $276.3 \times 35/2 = 4677.75$ KN

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 309.91 KN/ml.

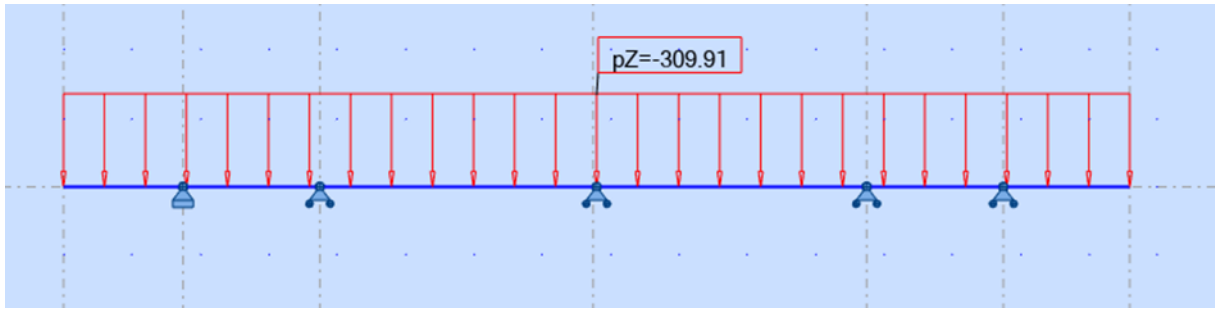


Figure VII.5: Modèle de calcul

Deux combinaisons pris en considération :

- ELU : 1,35 G
- ELS : G

VII.4. RESULTATS :

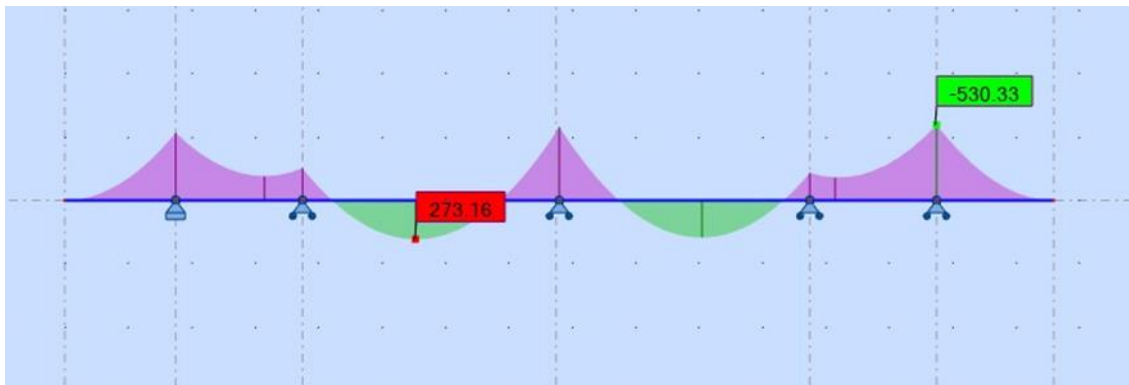


Figure VII.6: Diagramme des moments à l'ELS

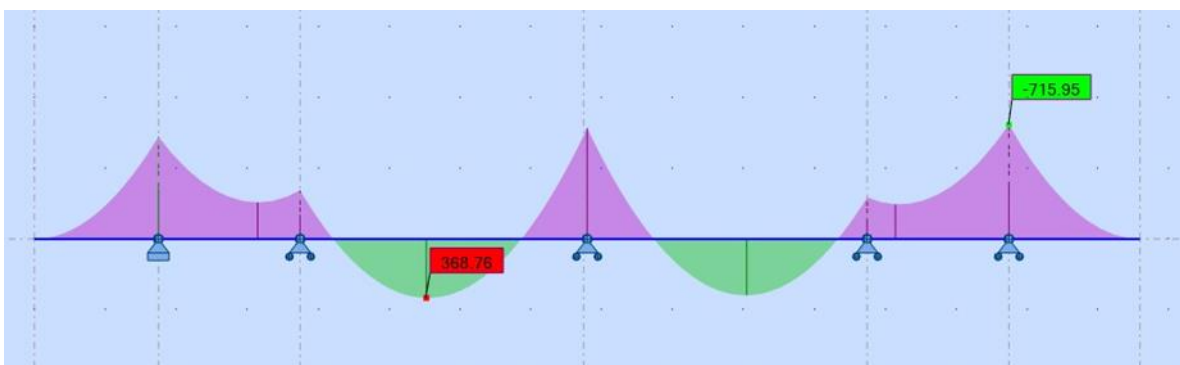


Figure VII.7: Diagramme des moments à l'ELU

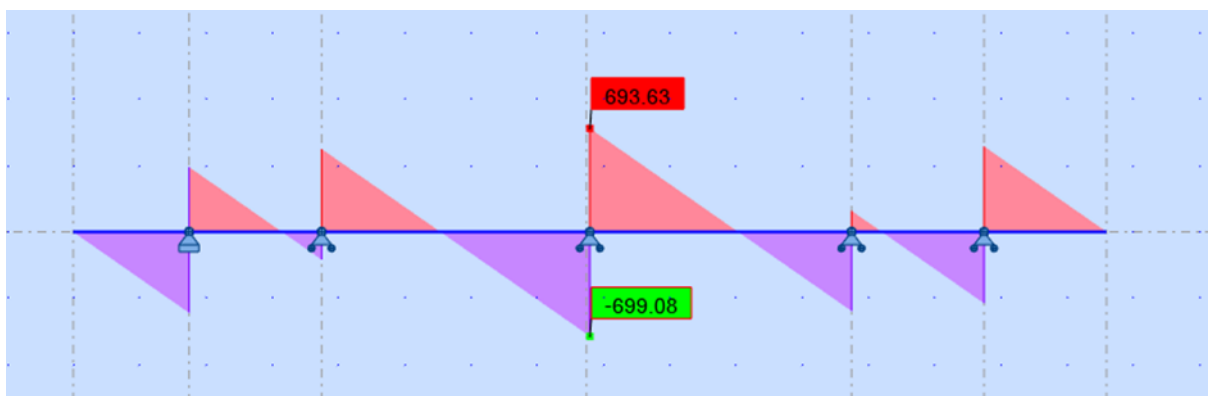


Figure VII.8: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS pour l'entretoise.

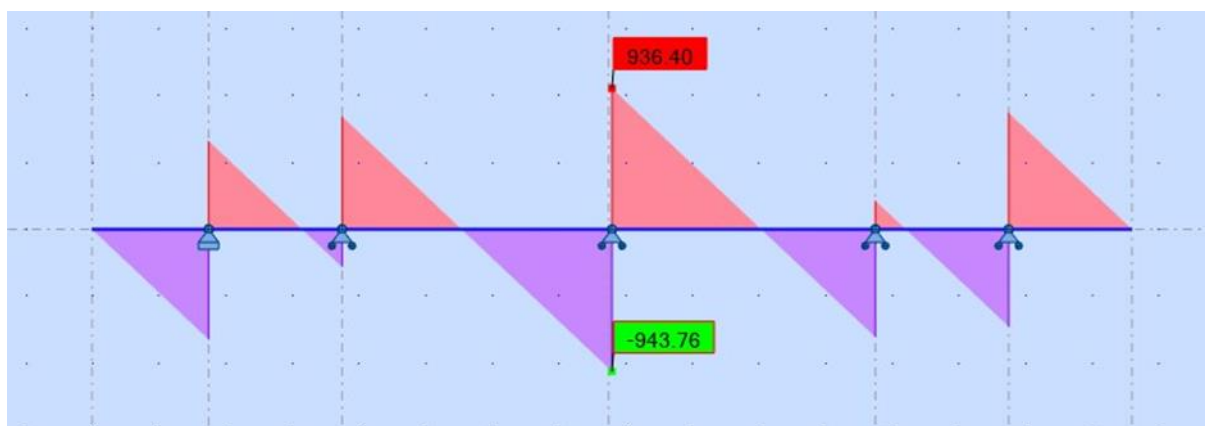


Figure VII.9: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU pour l'entretoise.

VII.5. FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

Les résultats de ferrailage transversal de l'entretoise sont calculés à l'aide du logiciel ROBOT expert.

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

Armateurs	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale supérieure	17.5	6HA20	15
Longitudinale inférieure	8.7	3HA20	15
Armateurs transversale	2.26	2HA12	20
Armateurs de peau	$\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$	HA 12	30

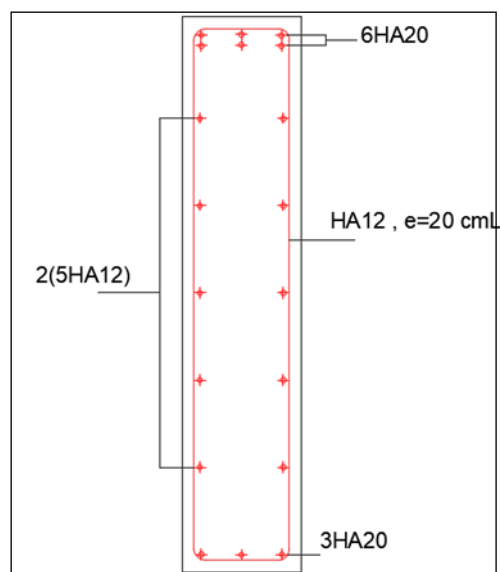


Figure VII.10: Ferrailage de l'entretoise.

VII.6. ETUDE DE L'HOUDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé qui joue le rôle d'entretoise, donc il assure la répartition transversale des efforts. Elle reçoit la couche de roulement et les surcharges et les transmet aux poutres, elle est soumise à deux types de flexion :

- **Une flexion longitudinale** : reprise par la précontrainte au niveau des poutres.
- **Une flexion transversale** : reprise par le ferrailage passif de la dalle.

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

VII.6.1. Géométrie De L'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm
- Largeur : 15.60 m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VII.6.2. Méthode De Calcul

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2019, par contre pour déterminer la section de ferrailage on utilise Robot Expert 2010.

VII.6.3. Les résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

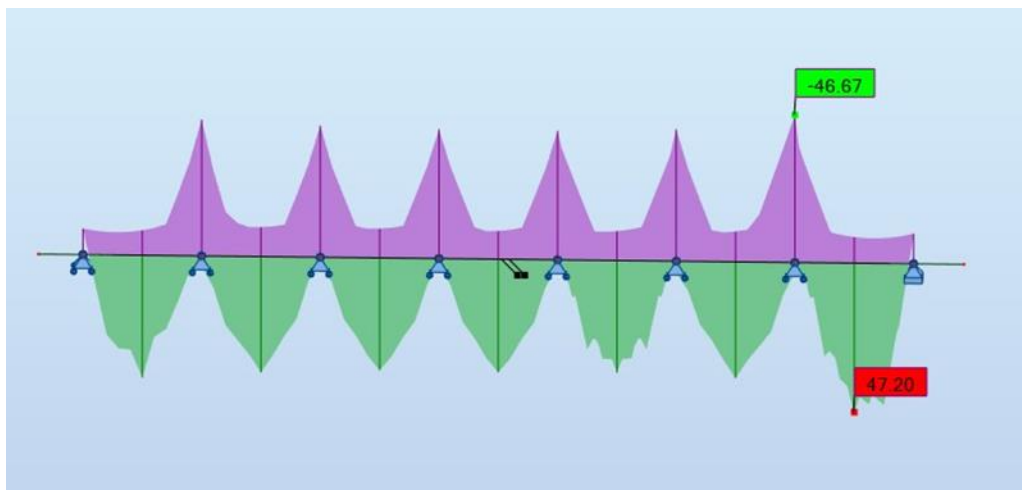


Figure VII.11: Moment max de la dalle à l'ELS

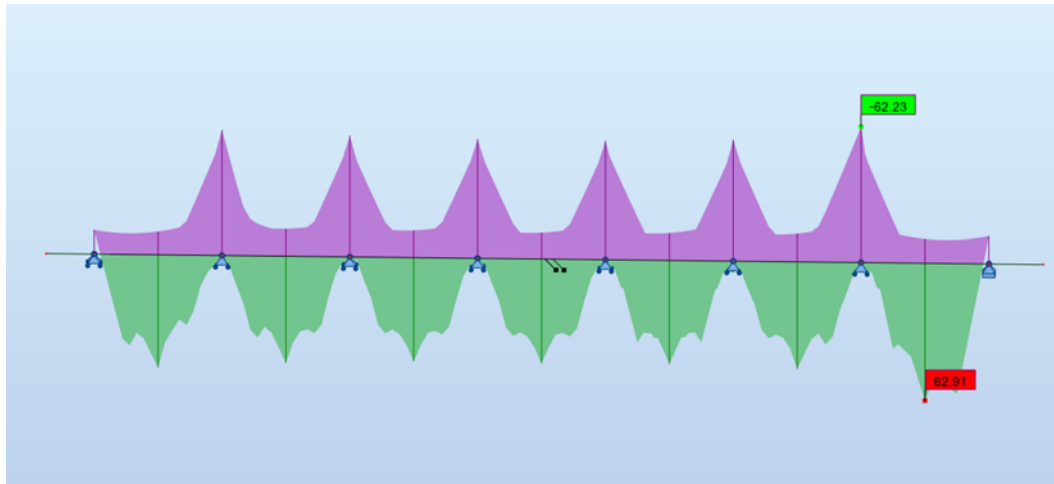


Figure VII.12: : Moment max de la dalle à l'ELU

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

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

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre supérieure KN.m	Fibre inferieure KN.m	Fibre supérieure KN.m	Fibre inferieure KN.m
62.23	62.91	46.67	47.20

VII.6.4. Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple. Les résultats sont présentés comme suite :

- **La nappe supérieure :**

- **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est négatif : $M_{sup} = - 62.23 \text{ KN.m}$

Par robot expert :on trouvé que : $A_s \geq 10.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA16 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm.

- **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

Donc on aura 3.43 cm^2 , donc 4HA12, avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm

- **La nappe inférieure :**

- **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est positif : $M_{inf} = 62.91 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on trouvé que : $A_s \geq 10.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA16 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm.

- **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

Donc on aura 3.46 cm^2 , donc 4HA12, avec un espacement de 15 cm et enrobage = 5cm

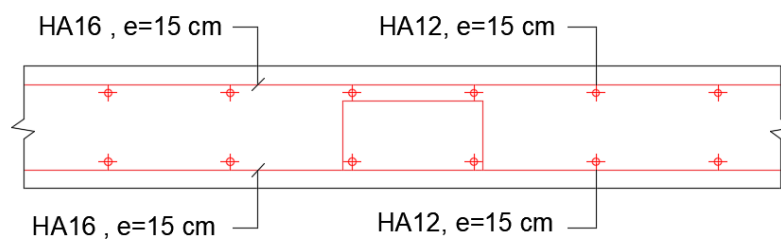


Figure VII.13: Ferrailage de la dalle.

VII.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'hourdis et les entretoises et nous avons effectué les calculs pour déterminer leurs armatures. Le chapitre suivant s'articule autour l'étude sismique de pont et ses équipements.

**CHAPITRE VIII : ETUDE
SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE
PONT**

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements de pont constituent des éléments indispensables au bon fonctionnement de l'ouvrage. Ils assurent la transmission des efforts, permettent les mouvements du tablier et contribuent à la sécurité ainsi qu'à la durabilité de la structure. Dans ce chapitre, nous étudions les principaux équipements adoptés pour l'ouvrage, à savoir les appareils d'appui et les joints de chaussée.

VIII.2. APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui sont des dispositifs placés entre le tablier et les appuis. Leur fonction est de transmettre les charges verticales et horizontales tout en autorisant les rotations et les déplacements nécessaires du tablier sous l'effet des différentes sollicitations.

VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Parmi les différents dispositifs utilisés dans les ouvrages d'art, les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot sont les plus répandus en Algérie. Le choix entre ces deux solutions dépend de plusieurs paramètres, notamment les charges transmises, les rotations admissibles, les déplacements horizontaux, les exigences de durabilité, les contraintes économiques, les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les conditions environnementales. Après une analyse comparative des solutions couramment utilisées, les appareils d'appui en élastomère fretté ont été retenus en raison de leur adaptation aux exigences du projet.

VIII.2.2. Constitution des appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Cette conception leur permet de reprendre les charges verticales tout en assurant une certaine souplesse vis-à-vis des déplacements et des rotations du tablier. Ils sont largement utilisés dans les ouvrages en béton grâce à leur facilité de mise en œuvre, leur fiabilité et leur coût relativement réduit.



Figure VIII.1: : les appareils d'appui en élastomère fretté

VIII.2.3. Définition Géométrique D'un Appareil D'appui

les appareils d'appui du type B comportent « n+1 » fretttes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constant, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

VIII.2.4. Dimensionnement Des Appareils D'appui

Le dimensionnement se fait selon le guide technique S.E.T.R.A

VIII.2.4.1. Aire d'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

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

- **a** : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- **b** : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- **R_{max}** : réaction d'appui maximale à l'ELU. (R_{max} = 1.76 MN).
- **σ_m** : contrainte de compression sous réaction R_{max}.

Donc : $a \times b \geq 880 \text{ cm}^2$, on prendra : $a = 400 \text{ mm}$ et $b = 350 \text{ mm}$

VIII.2.4.2. Calcul De L'épaisseur De L'appareil D'appui

Pour le calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui, il faut respecter la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

a : plus grand côté

Donc : $40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2m \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \\ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \end{array} \right.$$

G : Module d'élasticité statique ($G = 0.9 \text{ MPa}$)

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

Donc : $ts = 2.06 \text{ mm}$

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

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

Dimension	Valeur (mm)	
a	400	
b	350	
t_i	10	
t_s	3	
e	5	
T_b	78	
T	60	

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.

T_b : épaisseur totale de l'appareil.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure .

Enrobage des chants : 4 mm.

VIII.3. L'ANALYSE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

VIII.3.1. Caractéristiques De L'ouvrage Relatives A L'étude Sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.20 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S1 (site rocheux), $T_1=0.15$ s, $T_2=0. \gg 0$ s, $S=1$
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi =5$ %.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est $G = 1.2$ MPa.

VIII.3.2. Méthodes D'analyse

L'analyse sismique d'un pont se fait par l'un des deux méthodes, l'analyse spectrale monomodale ou l'analyse des spectres de réponse. Il existe d'autres méthodes qui sont utilisées pour l'objet des justifications scientifique.

VIII.3.2.1. Méthode Spectrale Monomodale

➤ Domaine et Conditions d'Application

L'utilisation de la méthode spectrale monomodale nécessite la vérification de certaine condition, sinon on utilise la méthode des spectres de réponses.

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou d'haubanage), ponts cantilevers. Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).

- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal

➤ **Vérification des conditions :**

La Première Condition : la masse modale (la masse mise en mouvement) doit être supérieur à 70% de la masse totale :

$$M_P \leq 0.43 M_T$$

M_P : la masse des piles

M_T : la masse du tablier

Tableau VIII.2 : calcul des masses des piles

Piles	$H_{moy}(m)$	$a(m)$	$b(m)$	$a'(m)$	$b'(m)$	$I(m^4)$	n Fût
P1	23.52	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P2	13.5	4	1.8	/	/	1.94	2
P3	22.4	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P4	28	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P5	29.03	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P6	30	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P7	30.5	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P8	31.5	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P9	32.5	4	2.5	3	1.5	4.36	2

P10	33	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P11	31.5	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P12	21	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P13	20.5	4	2.5	3	1.5	4.36	2
P14	16.5	4	1.8	/	/	1.94	2
P15	17	4	1.8	/	/	1.94	2
P16	14	4	1.8	/	/	1.94	2

Tableau VIII.3: calcul des masses des chevêtres

	h(m)	b (m)	l(m)	Nombre
Chevetre	1.5	2.5	15.74	16

Résultat :

MP = 137268.8 KN

MT = 164410.4 KN

MP > 0.43 MT = 70696.5 Condition non vérifiée !

VIII.3.3. Méthode de Spectre de Réponse

VIII.3.3.1. Définition et Domaine d'Application

L'analyse par le spectre de réponse est une méthode élastique permettant d'évaluer les réponses dynamiques maximales des modes de vibration significatifs d'une structure soumise à une action sismique. Elle repose sur une analyse modale spectrale dans laquelle la réponse globale est obtenue par combinaison statistique des contributions modales maximales.

La détermination des effets sismiques nécessite l'utilisation d'un modèle dynamique linéaire complet, conforme aux principes de la mécanique et de l'analyse des structures, afin de représenter correctement le comportement dynamique de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, le calcul multimodal sera réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis. Le modèle numérique du pont intégrera le tablier, les piles ainsi que les

appareils d'appui. Une analyse modale spectrale sera ensuite effectuée afin d'évaluer les sollicitations et les déplacements maximaux induits par l'action sismique.

VIII.3.3.2. Les Spectres de Réponse

Nous utiliserons un modèle tridimensionnel élaboré à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour évaluer les efforts sismiques dans les trois directions ainsi que pour déterminer les périodes propres de la structure. Dans le calcul des modes propres, nous prendrons en compte la masse du tablier, des piles ainsi que celle des équipements.

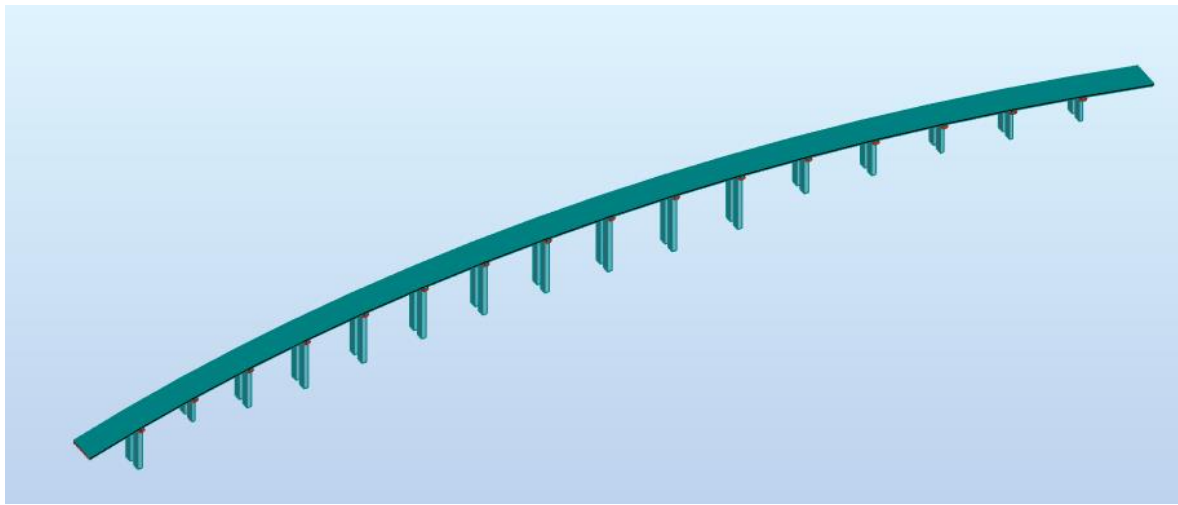


Figure VIII.2 : Modèle de calcul multimodal.

➤ Spectre de réponse de composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre présenté ci-dessous

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

$Sae(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.2$

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

S : coefficient du site $S = f(S1) = 1$. (voir RPOA tableau 3.3)

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (voir RPOA, tableau 3.3) :

$(T1, T2) = f(S1) = (0.15 ; 0.3)$

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$

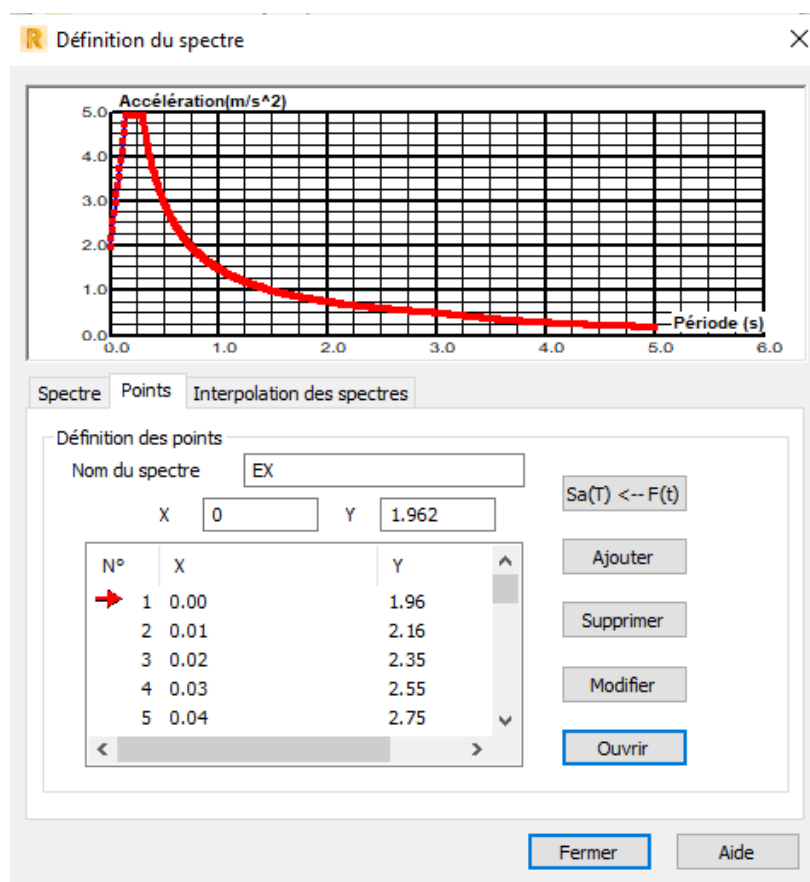


Figure VIII.3 :: Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

VIII.3.3.3. Modes significatifs

Dans le cadre de l'analyse modale, les modes propres retenus sont ceux qui participent de manière significative à la réponse dynamique de la structure. Le nombre de modes pris en compte a été choisi de manière à mobiliser au moins 90 % de la masse totale du pont dans les directions horizontales considérées. Les résultats des principaux modes de vibration obtenus

sont présentés ci-dessous (les modes restants figurent en annexe D).

Tableau VIII.4: Modes propres.

Modes	Période	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		Ux	Uy	Uz	Cumul x	Cumul y	Cumul z
1	1.67	29.74	10.18	0	29.74	10.18	0
2	1.51	3.61	0.80	0	33.35	10.98	0
3	1.39	7.65	2.44	0	41.00	13.42	0
4	1.28	6.68	16.93	0	47.68	30.35	0
...	...	...	...	...	...	...	...
430	0.31	0.61	0.26	0	96.18	90.65	0

VIII.3.3.4. Combinaison des réponses modales

Le déplacement max, les contraintes élémentaires et les forces de réactions calculées pour chaque mode de vibration significatif doivent être convenablement combinés pour obtenir la réponse totale du pont à chaque composante du mouvement sismique. Puisque les réponses modales maximales ne surviennent pas en même temps pendant l'excitation sismique. La méthode de combinaison quadratique complète (C.Q.C) est utilisée pour obtenir une estimation approximative de la réponse totale. La méthode est basée sur la théorie des vibrations libres et peut être utilisé si la durée de la plus grande partie des mouvements enregistrés est un peu plus longue que la période fondamentale du pont et si le spectre de réponse varie lentement en dehors de la bande de la période dominante du pont.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j r_{ij} \times E_i \times E_j}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

➤ Combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous. L'analyse des résultats a montré que les sollicitations les plus importantes sont enregistrées au niveau des piles 9 et 10

$$E1 = Ex \pm 0, 3Ey \pm 0, 3Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0, 3Ex \pm 0, 3Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0, 3Ex \pm 0, 3Ey$$

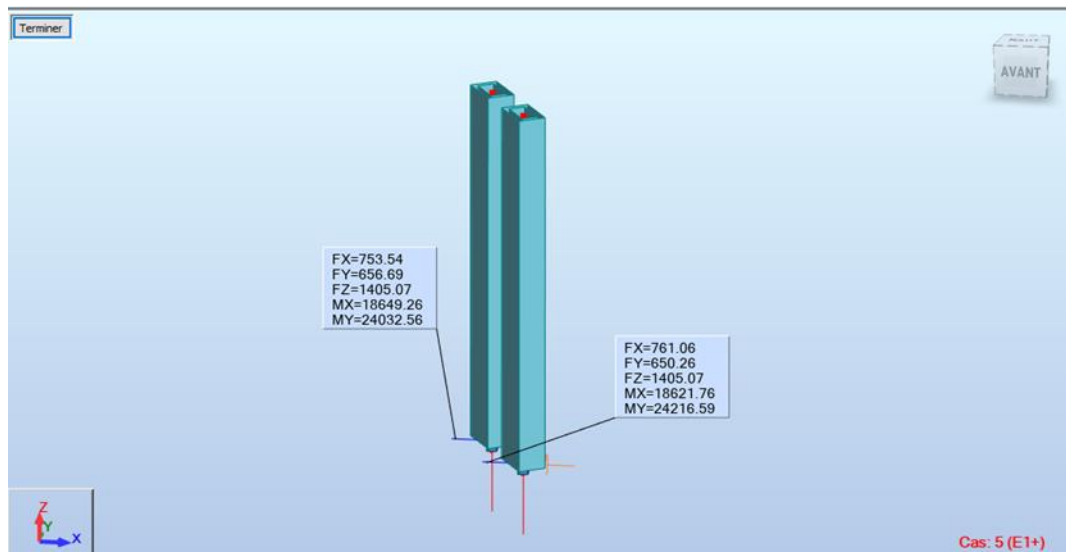


Figure VIII.4 : Les efforts max a la base de la pile 9 selon E1

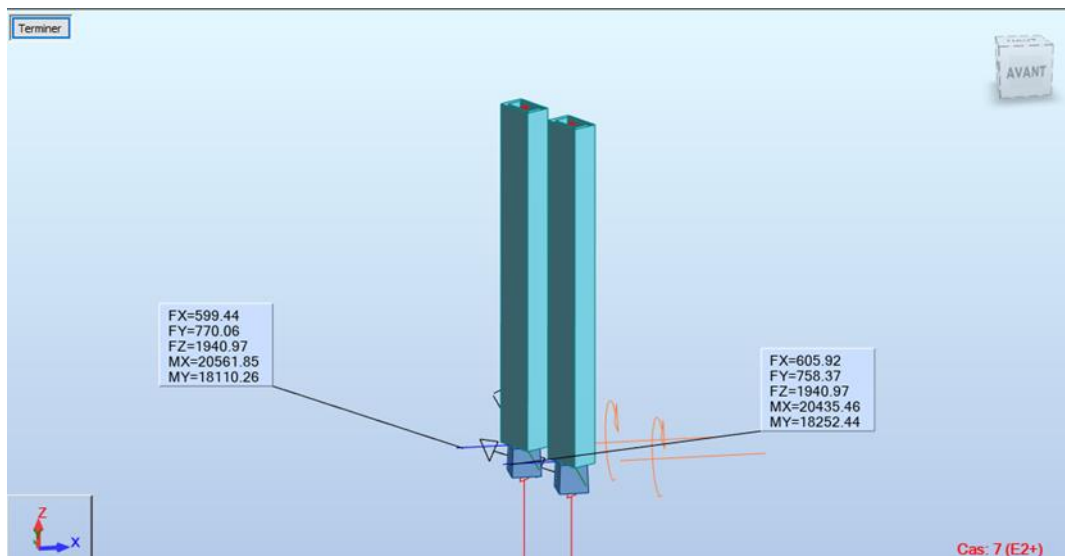


Figure VIII.5: Les efforts max a la base de la pile 10 selon E2

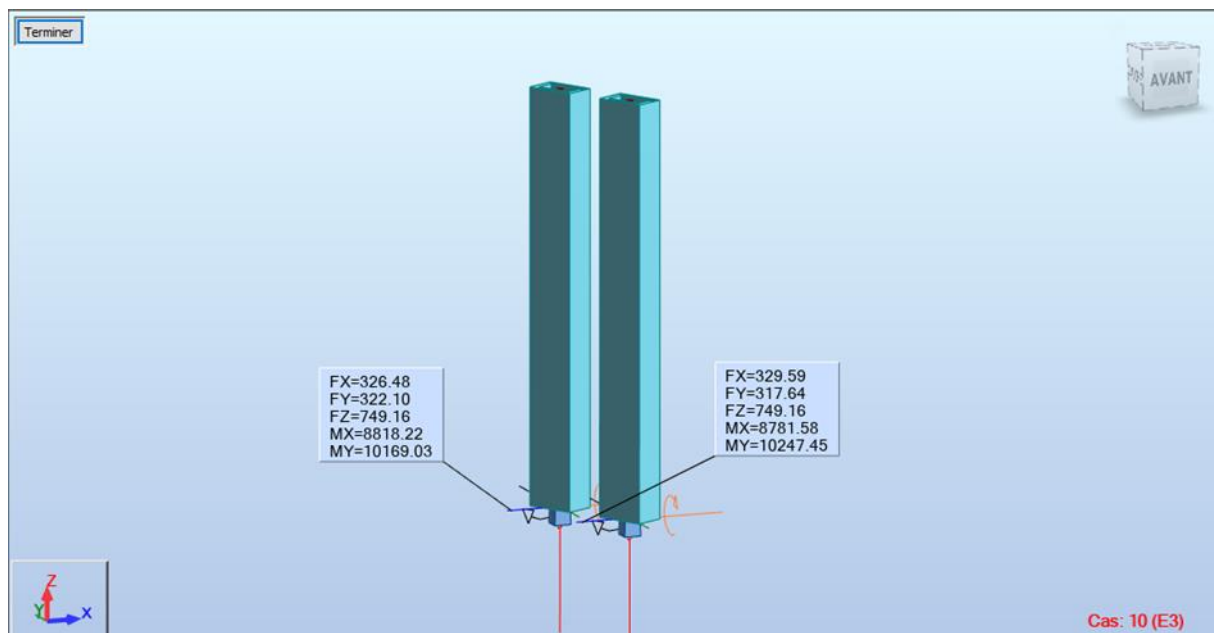


Figure VIII.6: Les efforts max a la base de la pile 09 selon E3

VIII.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

VIII.4.1. Résistance A La Compression

Il faut vérifier que la contrainte maximale est inférieure à la contrainte admissible de compression

On vérifie que : $\sigma_m = N / (a \times b) \leq 20 \text{ MPa}$

Application numérique :

$N = 1.76 \text{ MN}$ donc $\sigma_m = 12.57 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

VIII.4.2. Sécurité Au Flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot P_u < P_c$ Avec :

γ_s : le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$.

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : la charge critique de flambement donnée par la formule suivante : $P_c = (4 \times G \times B \times S^2 \times d) / h$

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme. $S = (a \times b) / (2t \times (a+b))$

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

❖ Application numérique :

Tableau VIII.5: Résultat de calcul de Pu

S	d	h	B	Pc	Pu
9.33	0.013	0.078	0.14	7.32	1.76

On aura Donc : $3 \times 1.76 = 5.28 \text{ MN} < 7.32 \text{ MN} \rightarrow$ condition vérifiée

VIII.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan \gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc .

$$\delta c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \cdot (0.25 - p) \quad \text{Si } p \leq 0.25$$

$$\delta c = 1.4(1 - 2p) \quad \text{Si } p > 0.25$$

avec :

$$p = \frac{Pu}{Pc}$$

$$\delta_0 = \frac{c}{hc} \text{ borné par } (0.7 < \delta_0 < 2).$$

$$\delta = \frac{d}{Tb}$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 300 mm).

hc : l'épaisseur totale d'élastomère

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Tb : épaisseur totale de l'appareil.

Application numérique :

$$T_b = 78 \text{ mm}$$

$$P = 0.241 \text{ MN} < 0.25 \text{ MN} \quad \delta c = 0.7 + 4 (\delta 0 - 0.7). (0.25 - p)$$

$$d = Seisme + dr + f + 0.4 dt + 0.2 dfreinage$$

$$= 0.023 + 0.0094 + 0.4 \times 0.0059 + 0.2 \times 0.014$$

$$d = 0.0375 \text{ m} \rightarrow \delta = 0.0375/0.078 = 0.481 < \delta c = 0.75 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4.4. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, on doit vérifier que:

$$H < f \cdot N$$

Tel que :

H : l'effort horizontal

N : l'effort de compression vertical

f : coefficient de frottement $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$

σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

Tableau VIII.6:: Résultat de calcul

	Appareil d'appui pile	Appareil d'appui culée
H (MN)	0.11	0.1
N (MN)	0.72	0.86
σ_m (MPa)	5.16	6.14
$f \times N$	0.16	0.17
Vérification	OUI	OUI

VIII.5. Étude des des d'appuis

Le dé d'appui est un élément en béton armé où se repose l'appareil d'appui, il a pour but de diffuser les charges localisées qui peuvent provoquer des fissures et d'assurer le divers de tablier.

VIII.5.1. Dimensions en plan

D'après les recommandations du guide SETRA (Piles et Palées), les dimensions en plan du bossage doivent être supérieures à celles de l'appareil d'appui afin d'assurer une bonne transmission des efforts et de faciliter la mise en œuvre. Les dimensions du bossage sont déterminées en ajoutant un débordement total de 150 mm aux dimensions de l'appareil d'appui.

$$A = a + 150 = 500 \text{ mm}$$

$$B = b + 150 = 550 \text{ mm}$$

❖ Hauteur du bossage :

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 a \times b}{2 \times (a + b)} \text{ Donc } H \geq 261.9 \text{ mm}$$

VIII.5.2. Ferrailage des dèd d'appuis

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73).

VIII.5.2.1. Armatures de chainage

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$.

$$A_s = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

Avec :

- N : Réaction maximale = 1.76 MN
- σ_s : Contrainte limite des armatures d'acier : $\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPA}$

$$A_s = \frac{0.25 \times 1.76}{434.78} = 10.12 \text{ cm}^2 \text{ on prend : 6HA16}$$

VIII.5.2.2. Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chéneau devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_s = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.125 \times 1.76}{434.78} = 5.06 \text{ cm}^2, \text{ on prend: 4HA14}$$

VIII.5.2.3. Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 1.76}{434.78} = 1.62 \text{ cm}^2, \text{ on prend : 2HA12}$$

VIII.5.2.4. Frettes inférieures :

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% Rmax

$$A_s = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.1 \times 1.76}{434.78} = 4.05 \text{ cm}^2, \text{ on prend : 2HA18}$$

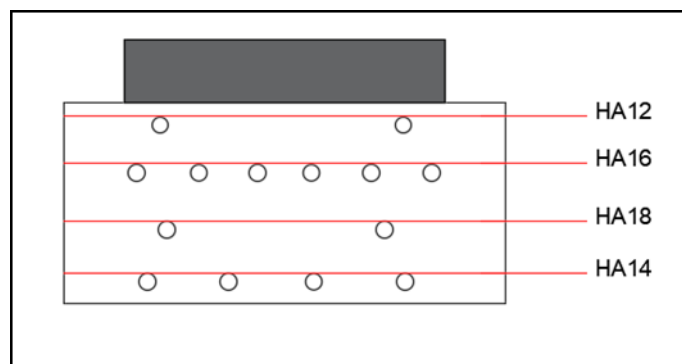


Figure VIII.7 : Ferrailage du dé d'appui.

VIII.5.3. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisés pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversale.

Pour notre ouvrage on a choisi deux plots parasismiques avec les dimensions suivants :

- une hauteur est de 50 cm.
- des dimensions en plan (50 × 50) cm²
- un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

VIII.6. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est un dispositif aménagé au niveau des discontinuités du tablier afin d'assurer une circulation continue et confortable des usagers. Il permet d'accompagner les déplacements relatifs des différentes parties de l'ouvrage, provoqués notamment par les variations de température, les charges d'exploitation et les déformations différées des matériaux. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle et l'intensité de trafic.

VIII.6.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$w = w_D + 0,4w_T + \frac{w_s}{3}$$

w : souffle total du joint.

w_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$$w_D = \varepsilon_r + f \times l_0 = 5.5 \times 10^{-4} \times 17 = 0.0094 \text{ m.}$$

w_T : souffle thermique.

$$w_T = \alpha \times l_0 \times \Delta t = 9.9 \times 10^{-6} \times 17 \times 35 = 0.0059 \text{ m.}$$

w_s : souffle sismique. $w_s = 0.084 \text{ m.}$ Donc : $w = 0.039 \text{ m.}$

VIII.6.2. Type de joint

Le joint de chaussée est choisi selon le souffle calculé, et à l'aide le catalogue CIPEC proposé par le constructeur FREYSSINET.

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP [±]
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VIII.8: type de joint de chaussée.

Après avoir calculé le souffle on a eu un déplacement 39 mm, pour des faibles souffles on choisit le joint JEP3.

Les caractéristiques de ce type de joint représentent dans la figure au dessus :

Type	OL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Figure VIII.9: Les caractéristiques des joints

VIII.7. CONCLUSION

L'étude sismique ainsi que l'analyse des équipements du pont ont permis de mettre en évidence leur importance dans le comportement global de l'ouvrage. Les équipements contribuent directement à la sécurité, à la stabilité et à la continuité de service du pont, notamment sous actions sismiques.

Une conception adaptée des équipements permet donc d'assurer un bon fonctionnement et une meilleure résistance de la structure.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure constitue une composante essentielle du projet, étroitement liée à l'ouvrage dans son ensemble. Son objectif principal est d'assurer la transmission des charges permanentes et d'exploitation vers le sol de fondation. Dans ce dernier chapitre, nous détaillerons les différentes étapes du dimensionnement de la pile et de sa fondation.

IX.2. ÉTUDE DE LA PILE

Les piles de ponts sont les appuis intermédiaires sur lesquelles repose le tablier leurs rôle est d'assurer la liaison entre le tablier et les fondations du pont, elles transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient aussi dans un rôle très important est de reprendre les efforts sismiques qui sollicitent la structure.

IX.2.1. Conception de la Pile

La conception des piles dépend du type et de la méthode de construction du tablier, du mode d'exécution des fondations, ainsi que de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles spécifiques au site. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles à trois fûts circulaires surmontées par un chevêtre.

Figure IX.1 : Implantation et hauteurs des piles.

	Position	Hauteur de voile (m)	Hauteur totale (m)
Pile 01	44+293	23.52	25.02
Pile 02	44+328	13.5	15
Pile 03	44+363	22.4	23.9
Pile 04	44+398	28	29.5
Pile 05	44+433	29.03	30.53
Pile 06	44+468	30	31.5
Pile 07	44+503	30.5	32
Pile 08	44+538	31.5	33
Pile 09	44+573	32.5	34
Pile 10	44+608	33	34.5
Pile 11	44+644	31.5	33
Pile 12	44+678	21	22.5
Pile 13	44+713	20.5	22
Pile 14	44+748	16.5	18
Pile 15	44+783	17	18.5
Pile 16	44+818	14	15.5

- Pile prise en considération dans le calcul :

Pour la suite du calcul, nous allons concentrer notre étude sur la Pile P10, qui présente la hauteur maximale et qui constitue le cas le plus représentatif (pile creuse).

IX.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :

L'élancement λ doit être inférieure à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaisante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$$

L_f : longueur de flambement de la pile la plus haute, $L_f = 0.7L_0$

L_0 : la hauteur de fût.

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversale) , $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinale)

Tableau IX.1: Vérification de flambement de la pile 10.

Appui	Pile 10
L_f	23.1
i_x	0.89
i_y	1.34
λ_x	25.95
λ_y	17.24

Donc pas de risque de flambement.

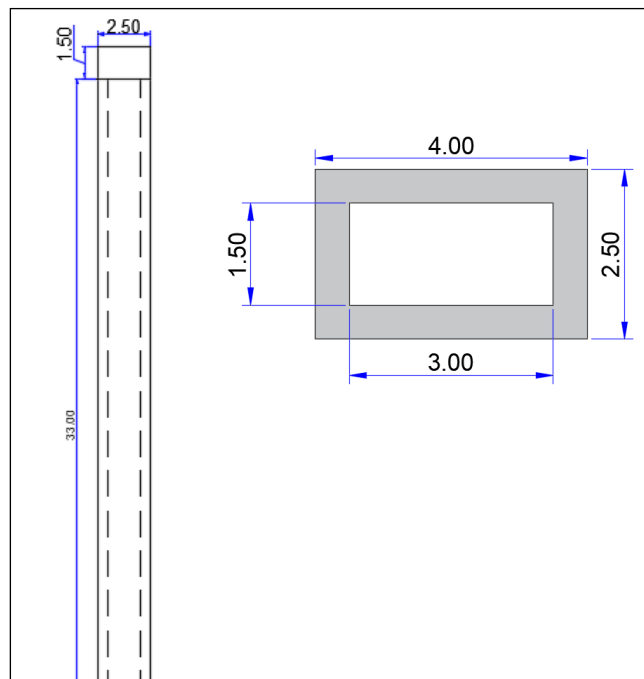


Figure IX.2: dimension de la pile 10

IX.2.3. Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant résume les efforts appliqué à la pile 10 à :

	FZ (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
ELU	43362.96	2163.62	16145.03
ELS	32157.14	1622.72	11761.51
ELA	29206.74	46384.58	30951.57

Tableau IX.2: les efforts appliqué à la pile 10

IX.2.4. Ferrailage longitudinales :

Dans une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement disposées en deux couches : une près de la surface extérieure et l'autre près de la surface intérieure. Leur dimensionnement s'effectue à l'aide des abaques de WALTHER, qui simplifient la répartition réelle en supposant une distribution linéaire des armatures au centre de la paroi, selon une répartition symétrique et variable.

$$\beta = \frac{b}{2(b+h)}$$

$$b=2.5, h=4 \Rightarrow \beta = 0.192$$

L'orientation de la section est faite de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

Avec :

t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

b, h : sont les grandes dimensions de la section.

$$\frac{0.5}{4} \leq \frac{0.5}{2.5} \Rightarrow 0.125 \leq 0.2$$

$\Rightarrow$ Condition d'orientation vérifiée.

IX.2.5. Calcul des efforts intérieurs relatifs :

La base de la pile subit une flexion oblique sous l'effet d'un effort normal (N) ainsi que de deux moments de flexion, M_x et M_y :

Selon abaques de WALTHER :

$$\eta = \frac{m_x}{m_y}$$

$$m_x = \frac{M_x}{bh^2 f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{hb^2 f_{c28}} ; n = \frac{N}{bh f_{c28}}$$

η : rapport des moments relatifs

m_x, m_y, n : efforts intérieurs relatifs

Application numérique :

$$m_x = \frac{30951.57}{2.5 \times 4^2 \times 27 \times 10^3} = 0.028$$

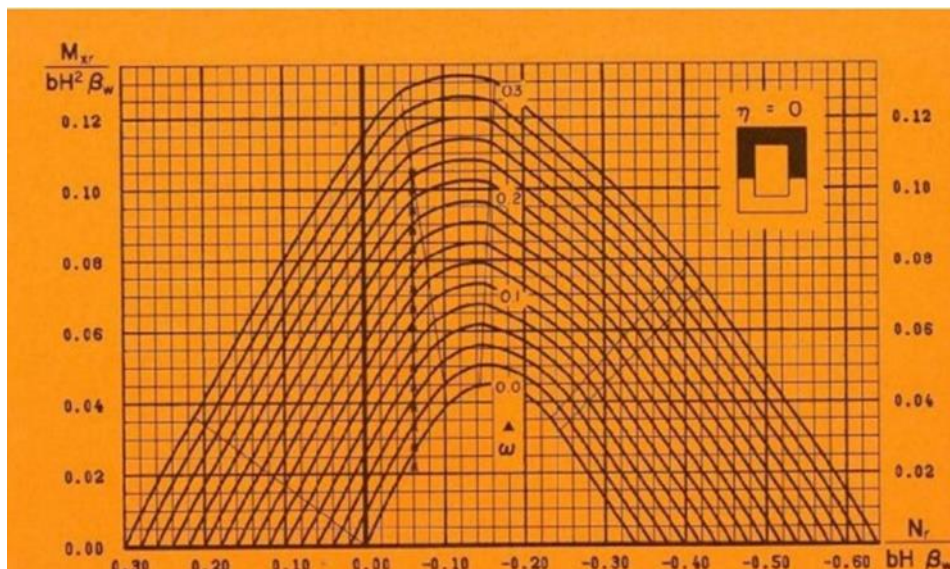
$$m_y = \frac{46384.58}{4 \times 2.5^2 \times 27 \times 10^3} = 0.068$$

$$n = \frac{29206.74}{4 \times 2.5 \times 27 \times 10^3} = 0.1$$

$$\eta = 0.411$$

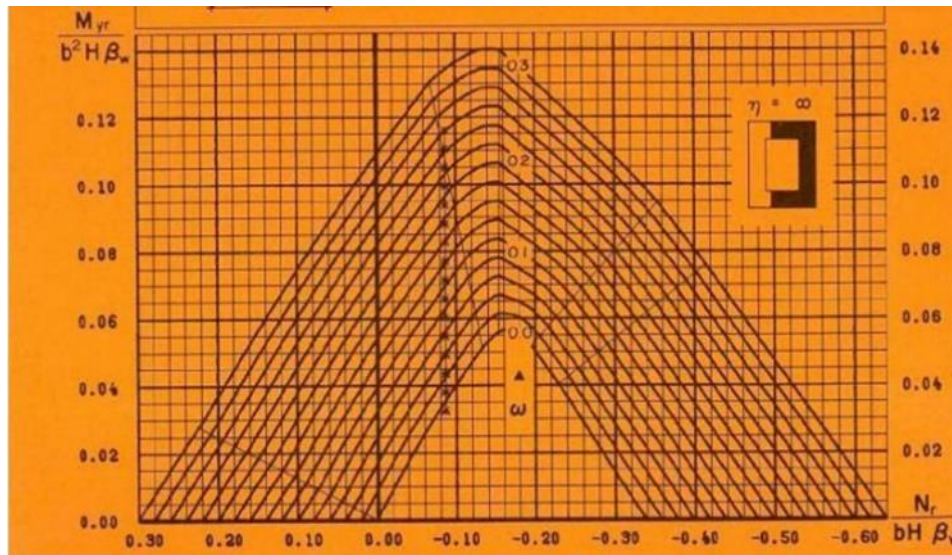
On tir les valeurs de ω d'après les abaques de WALTHER :

- Le rapport donne $\eta = 0.411$ et compris entre les valeurs $\eta_i = 0$ et $\eta_s = \infty$ réaliser l'interpolation



$$\Rightarrow \omega = 0.18$$

Figure IX.3: : Abaque de WALTHER pour $\eta_i=0$



$$\Rightarrow \omega = 0.29$$

Figure IX.4 : : Abaque de WALTHER pour $\eta_s=\infty$

- Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.18$) :

$$F_a = \frac{0.18 \times 2.5 \times 4 \times 27 \times 10^4}{500} = 972 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.15 F_a = 145.8 \text{ cm}^2 \text{ (coté de } b \text{)}$$

$$A_s = 0.35 F_a = 340.2 \text{ cm}^2 \text{ (coté de } h \text{)}$$

Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.29$) :

$$F_a = \frac{0.29 \times 2.5 \times 4 \times 27 \times 10^4}{500} = 1566 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.15 F_a = 234.9 \text{ cm}^2 \text{ (coté de } b \text{)}$$

$$A_s = 0.35 F_a = 548.1 \text{ cm}^2 \text{ (coté de } h \text{)}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; d = 0.9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$$

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times 3.6 \times 2.5 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 91.91 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ condition vérifier

- **Choix des armatures :**

Côté b :

$$A_s = 234.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{HA32 (2 nappes) } e = 13 \text{ cm}$$

Côté h :

$$A_s = 548.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{HA32 (2 nappes) } e = 13 \text{ cm}$$

IX.2.6. Ferrailage transversal

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

Avec :

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm.

f_{el}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

IX.2.7. Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$S_t = \min(12\Phi_L ; b ; 200) = \min(12 \times 32 ; 250 ; 200) = 20 \text{ cm}$$

Tableau IX.3: : Ferrailage de la pile

Dimensions	Côté b	Côté h
$A_L(\text{cm}^2)$	234.9	548.1
$\Phi_L(\text{mm})$	HA 32 / e= 13 cm	HA 32 / e= 13 cm
$A_t(\text{cm}^2)$	29.36	68.51
$\Phi_t(\text{mm})$	HA 16 / e= 20 cm	HA 16 / e= 20 cm

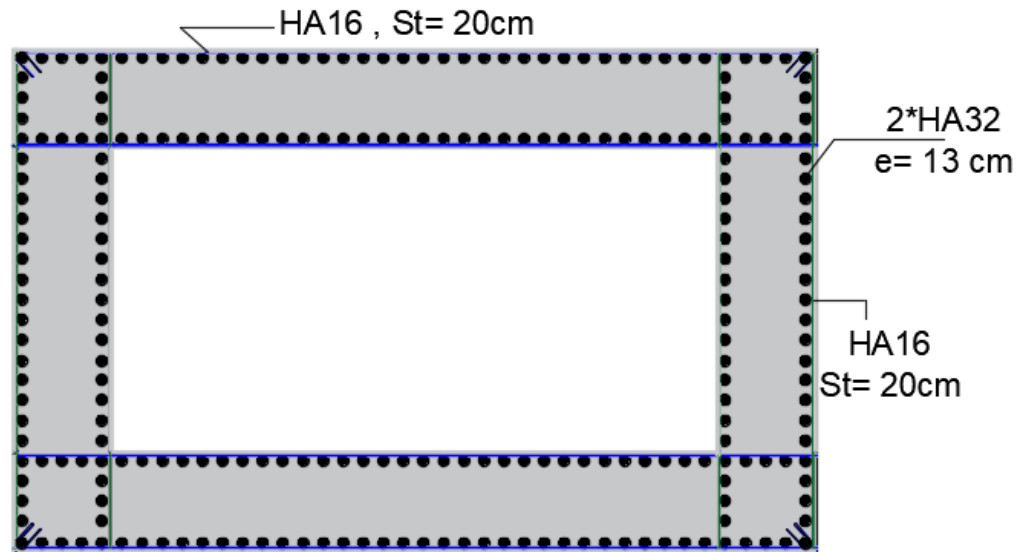


Figure IX.5:: ferraillage de la pile :

IX.3. ETUDE 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 deux voiles, il est présenté par le schéma statique ci-dessous (La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2019).

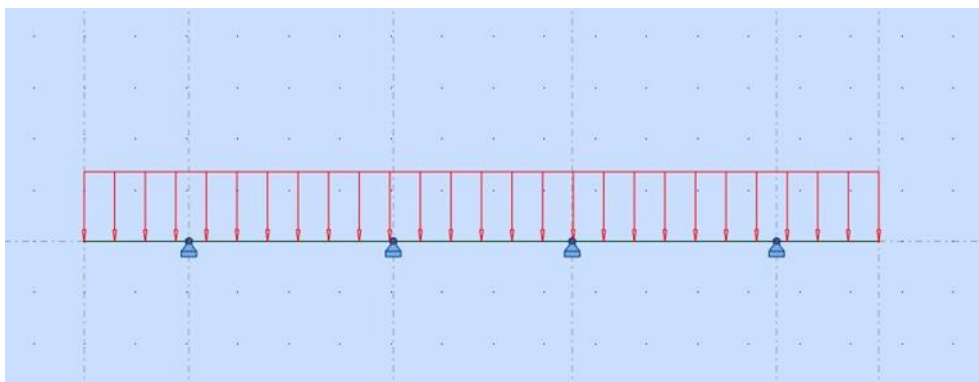


Figure IX.6 :Modélisation du chevêtre

IX.3.1. Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable :

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

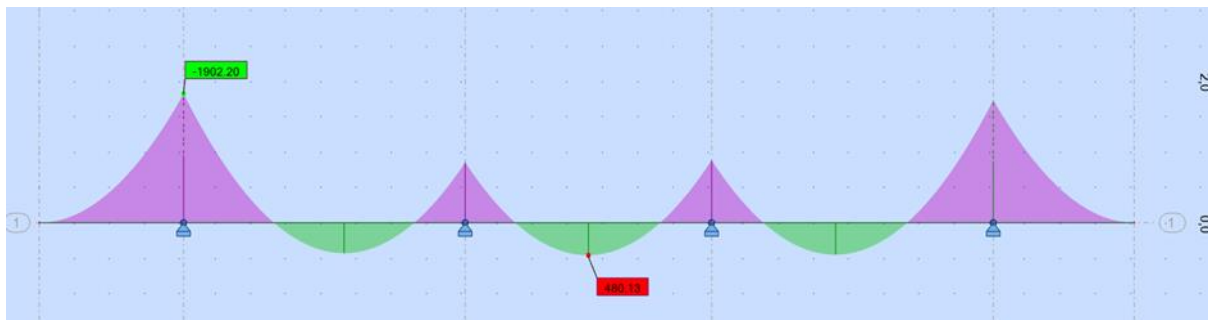


Figure IX.7: Moment fléchissant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)$

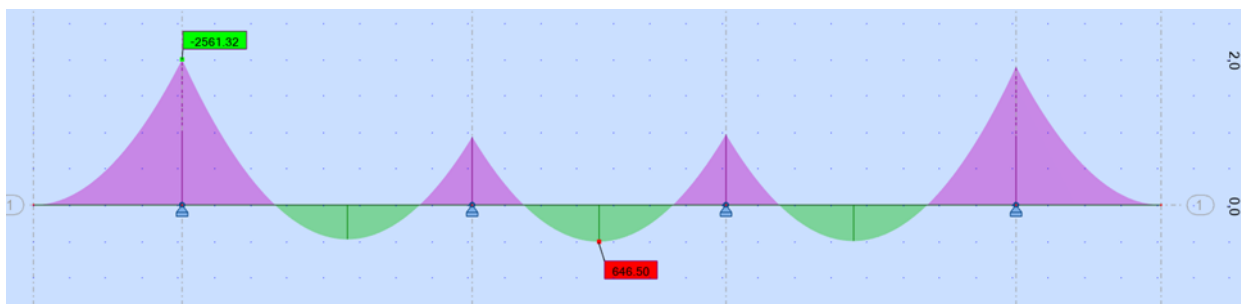


Figure IX.8:: Moment fléchissant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$

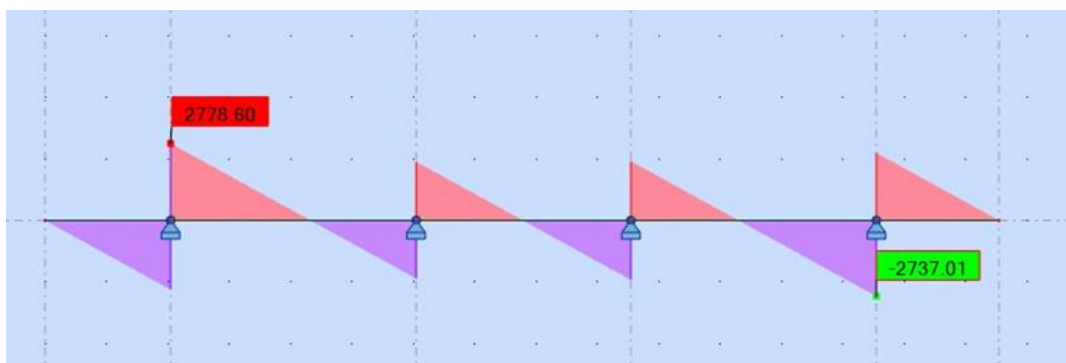


Figure IX.9:: Effort tranchant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)$

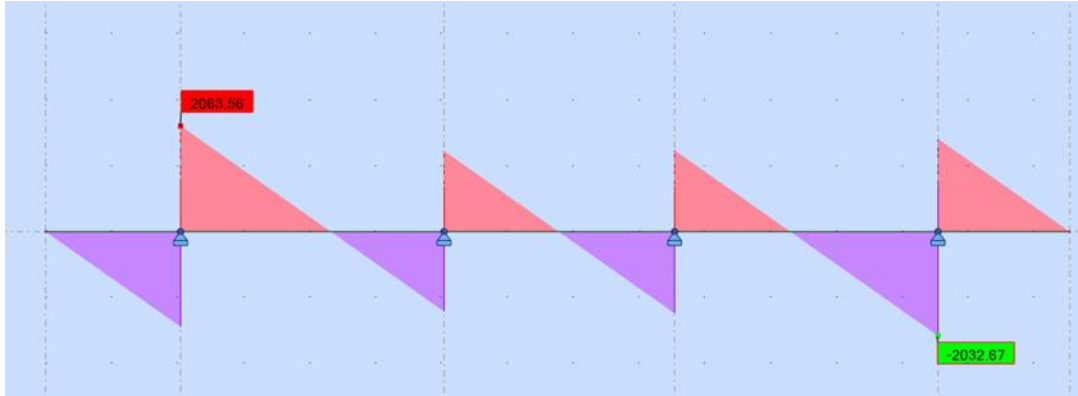


Figure IX.10: Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I)

IX.3.2. Ferrailage de chevêtre

IX.3.2.1. Dimensionnement à la torsion :

Le moment de torsion au niveau du chevêtre est dû à l'application des charges excentrées par rapport au plan de symétrie en phase de construction et en phase de service. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c \leq \varnothing + H_c$$

$$L_t = \varnothing + H_c \quad \text{si} \quad L_c > \varnothing + H_c$$

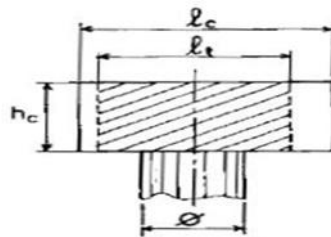


Figure IX.11: schéma explicatif

La contrainte tangente de torsion est donnée par : $\tau_b = \frac{c}{2 \times \Omega \times b_n}$

Avec :

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

C : moment de torsion maximale par ml, $C = R \times e$

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

La section de ferrailage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}, C = \text{Max}(C1, C2)$$

Avec :

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier, $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} Fe$

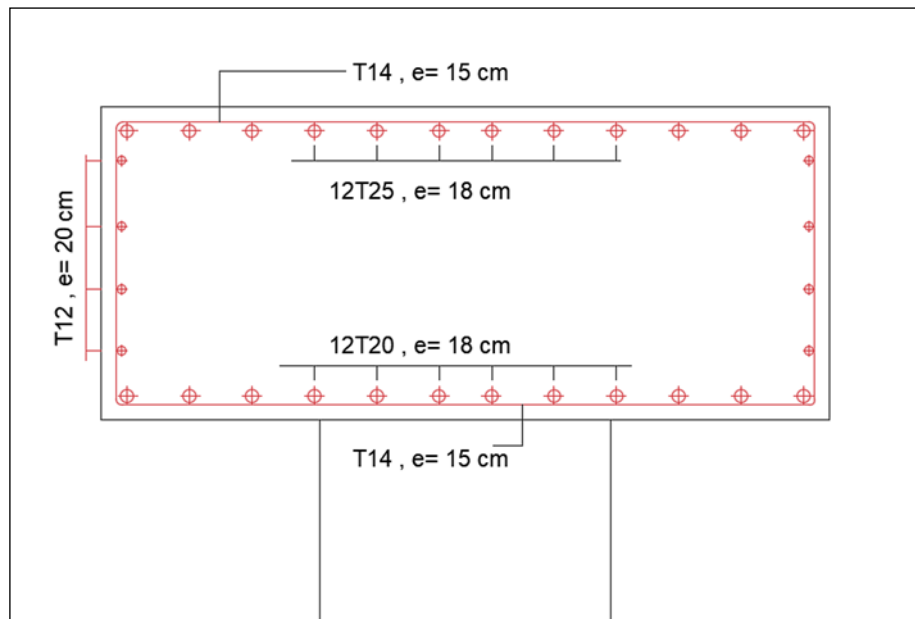
bn(m)	Ω (m)	P(m)	C1(KN.m/ml)	C2(Kn.m/ml)	C(Kn.m/ml)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)
0.25	6.56	13.5	93.08	77.68	93.08	333.33

Donc : $A_s = 2.87 \text{ cm}^2$, On opte pour 4HA12 ($A_s' = 4.52 \text{ cm}^2$). Avec un espacement de 20 cm

Tableau IX.4:: Ferrailage de chevêtre.

Armature		Effort max	ELU	ELS	As	n	$\varnothing$ (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	Moment (kN.m)	2561.32	1902.20	56.9	12	25	18
	Nappe inf	Moment (kN.m)	646.50	480.13	37.7	12	20	18
Transversale		Effort tranchant (KN)	2778.6	2063.56	3.1	2	14	15

Figure IX.12:: Ferrailage du chevêtre



IX.4. ETUDE DE FONDATION :

IX.4.1. Choix de type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation de type semelle + pieux de 10 m de profondeur et un diamètre $\varphi = 1.2 m$.

IX.5. ETUDE DES PIEUX

IX.5.1. Nombre de pieux

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_{\text{adm}}}$$

$N_{\max}$: L'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».

Q_{adm} : est la portance d'un pieu.

- On prend 03 files de 05 pieux chacune, donc un nombre total : $N = 15$ pieux.

IX.5.2. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b_y$$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

α : Longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}, E=33\,000 \text{ MPa.}$$

- I : moment d'inertie de la section du pieu=0.101 m^4
- $C_u = 30 \text{ MN}/m^3$
- b= 1.2 m
- L= 10 m

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.101}}$$

$$\lambda = 0.228 \Rightarrow L\lambda = 2.28$$

D'où, on tire les valeurs de $(X_\theta^P ; X_\theta^M)$ à partir du tableau WERNER.

Tableau IX.5 : Tableau de Warner.

$L \times \lambda$	1	1.5	2	3	4	6
X_θ^P	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
X_θ^M	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Après interpolation on obtient :

$$L\lambda = 2.28 \begin{cases} X_\theta^P = 1.3 \\ X_\theta^M = 1.5 \end{cases}$$

Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\theta}^P}{X_{\theta}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{P}$: combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

Tableau IX.6: Résultats des efforts tranchant, normal et moment fléchissant.

	ELU	ELS	ELA
Moment fléchissant (KN.m)	129.83	95.12	549.43
Effort tranchant (KN)	36.07	26.43	152.67
Effort normal (KN)	2155.98	1603.07	780.00

IX.5.3. Ferrailage de pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

➤ **Section d'acier**

Avec Robot expert on obtient $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$

Donc : on prend 25 HA25 ($A_s = 122,72 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 12 \text{ cm}$.

➤ **Cerces transversales**

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 10 cm en zone critique et 30 cm en zone courante.

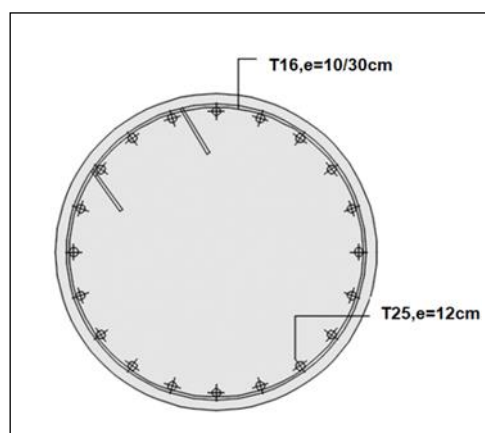


Figure IX.13:ferrailage du pieu

IX.6. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle sur pieux distribue les charges structurales (forces axiales et moments) au sol via les pieux. Pour une transmission efficace des moments, ces derniers, notamment s'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastres dans la semelle.

Les dimensions de la semelle :

- **La largeur :**

$$B = (N - 1) \times S + 2\phi$$

N : Nombres des files des pieux

S : la distance entre deux files

- **La longueur :**

$$L = (N - 1) \times S + 2\phi$$

- **La hauteur :**

$$H_t \geq \frac{L}{2.5}$$

Position	Sous pile 10
N (m)	3 côté B / 5 côté L
B (m)	9.6
L (m)	15
H _t (m)	2.5

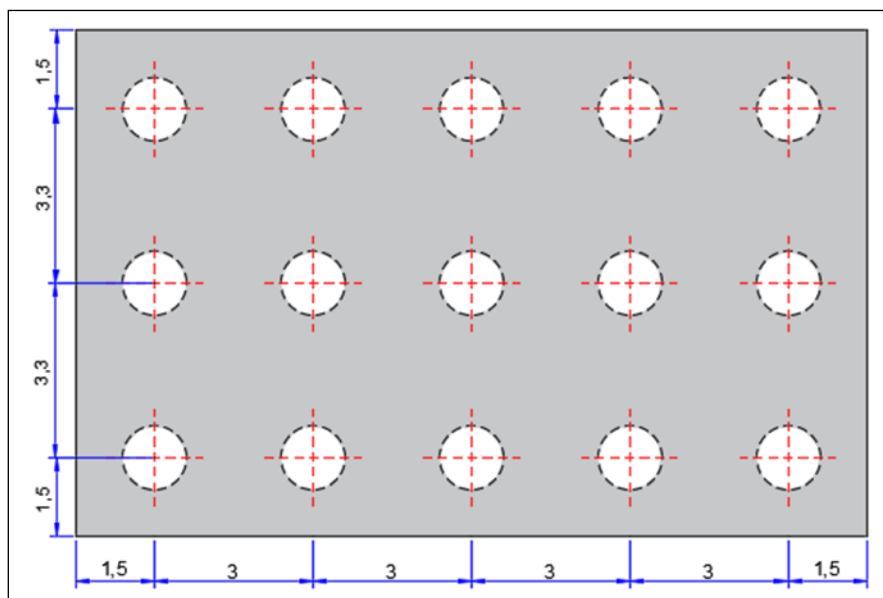


Figure IX.14: Vue en plan de la semelle

IX.6.1. Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; h = H - d'$$

L : entraxe entre deux pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.7 : méthode des bielles

	Cas de la pile
L	3.3
b	2.5
H	2.5
d'	0.1
h	2.4
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	1.025
$\text{Arctg} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) (^\circ)$	66.87°
Vérification de condition	vérifiée

D'après le document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{2545.74}{333.33} \times \frac{1.025}{2.4} \Rightarrow A_s = 32.61 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{pieux}$$

$$L = 2.4 + 1.2 = 3.6 \text{ m}$$

➤ **Armatures transversales inférieure :**

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3.6} = \frac{32.61}{3.6} = 9.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 3 HA 20 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = \frac{32.61}{3} = 10.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 20 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.

➤ **Armatures longitudinales inférieure :**

$$A_{s1} = \frac{A_s}{2} = \frac{32.61}{2} = 16.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6 HA 20 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

➤ **Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_{s2} = \frac{A_s}{4} = \frac{32.61}{4} = 8.152 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5 HA 16 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

➤ **Armatures latérales :**

$$A_{s2} = \frac{A_s}{10} = \frac{32.61}{10} = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 3 HA 12 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

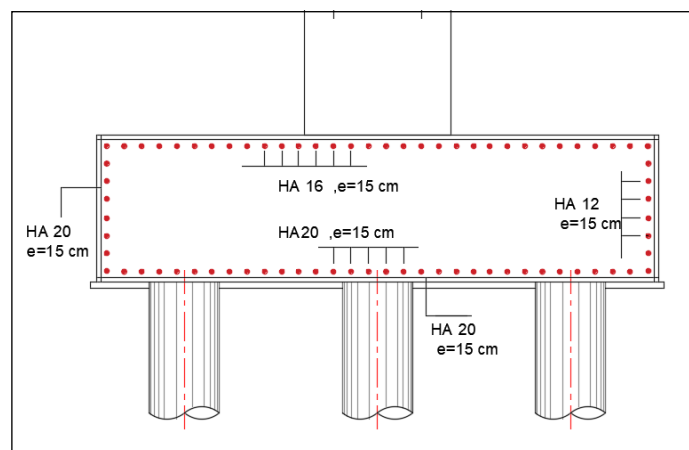


Figure IX.15 : ferrailage de la semelle

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente une étape clé dans la formation de l'élève-ingénieur, car il constitue une première immersion dans un travail d'ingénierie réel et complet.

Il permet de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire et de développer une approche plus professionnelle de la conception des ouvrages.

Dans ce travail, nous avons réalisé l'étude et la conception d'un pont en respectant les exigences techniques, les contraintes du site ainsi que les normes de calcul en vigueur.

L'objectif était d'aboutir à une solution structurelle cohérente, stable et optimisée, répondant aux critères de sécurité, de fonctionnalité et de durabilité.

L'étude a été menée en s'appuyant sur des documents techniques de référence, ainsi que sur l'utilisation de logiciels de calcul et de modélisation tels qu'AutoCAD, Robot Structural Analysis, robot expert et Excel. Ces outils ont contribué à mieux comprendre le comportement global de la structure et à vérifier les résultats obtenus.

Ce projet nous a permis de renforcer nos connaissances dans les domaines fondamentaux du génie civil, notamment la mécanique des structures, le béton armé et précontraint, ainsi que les méthodes de modélisation et de calcul numérique.

Il a également développé notre esprit d'analyse et notre rigueur dans le travail.

En conclusion, ce projet de fin d'études constitue une expérience enrichissante qui synthétise les acquis de notre formation et nous prépare progressivement à intégrer le monde professionnel en tant que ingénieur en travaux publics.

BIBLIOGRAPHIE

- Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP), février 1996.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.
- BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.
- CHAMI NADJIB IBRAHIM, Conception et étude du viaduc V02/01 du PK 2+204.65 au PK 2+524.35 relevant de la liaison autoroutière M'sila – 4ème ROCADE, Mémoire PFE, ENSTP, 2024.
- Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.
- Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.
- Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).
- Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC. 1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay – France , juin 2010.

ANNEXE

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

- Exemple d'un sondage carotté

Sondage SC06 : PK = 44+556

0.00 à 0.50 m : Terre végétale .

0.50 à 7 m : Argile limoneuse a mrneuse vers la base, de couleur brun avec trace de graves.

7m à 23 m : Marne altérée et friable brune qui devient grisatre a partire de 19.5 m de profondeur .





 LOG DE SONDAGE Projet PENETRANTE BEJAIA, OA 22/1 No SC6 Localisation VIADUC PK 44+556 Profondeur 23 X= Y= Z= Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.			Terre végétale						Terre végétale
-1.			Argile limoneuse à mmeuse vers la base; de couleur brun e avec trace de graves						Argile limoneuse à mmeuse vers la base; de couleur brun e avec trace de graves
-2.									
-3.									
-4.				E1					
-5.				E2					
-6.									
-7.									Marne altérée et friable brune qui devient grisâtre à pa rtir de 19.5 m de profondeur
-8.									
-9.									
-10.				E3					
-11.									
-12.	95%								
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									

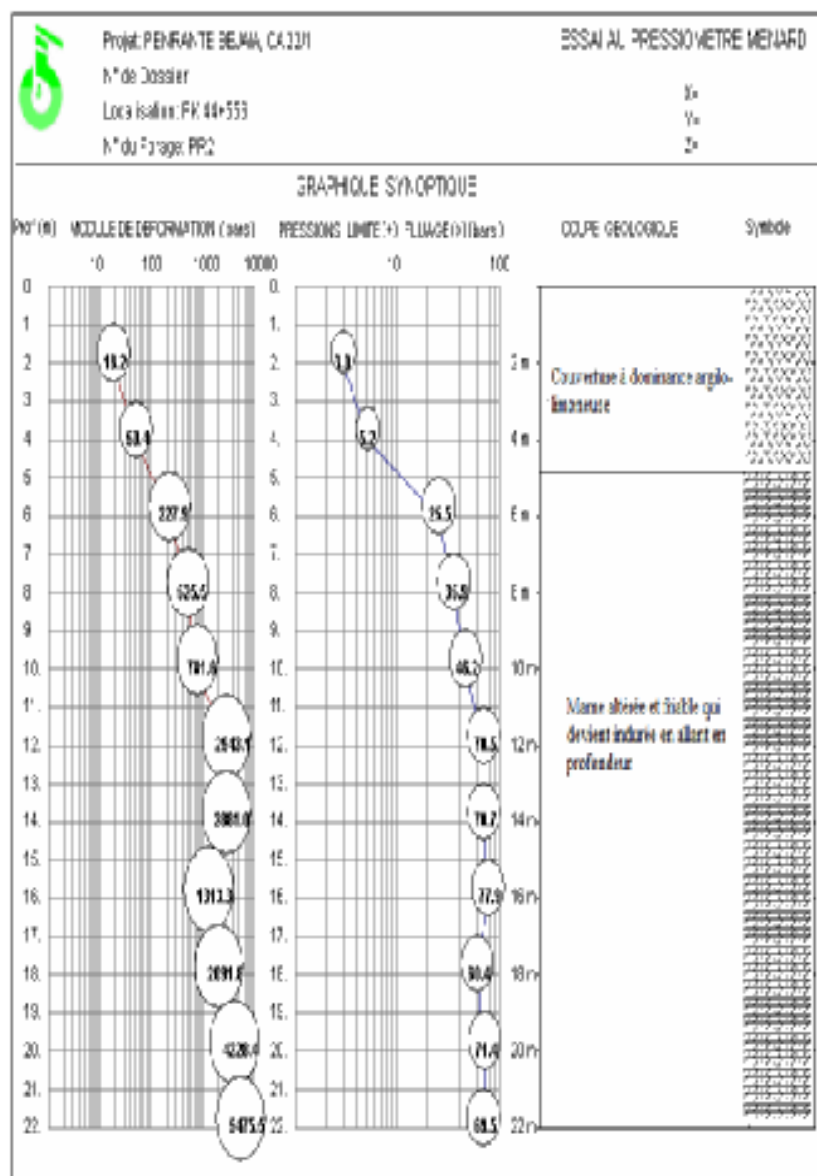
- Exemple d'un essai pressiométrique

PRESSIOMETRE N° 02 : PK= 44+303

0.00 à 4.80 m : Couverture à dominance argilo-limoneuse.

4.80 à 22.00 m : Marne altérée et friable qui devient indurée en allant en profondeur.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression limite nette Pl* (Pl-P0)	E/PL
2	18.2	3	2.78	6.07
4	50.4	5.2	4.76	9.69
6	227.9	25.5	24.84	8.94
8	525.5	35.9	35.02	14.64
10	781.6	46.2	45.1	16.92
12	2943.1	70.5	69.18	41.75
14	2881.0	70.7	69.16	40.75
16	1313.3	77.9	76.14	16.86
18	2091.8	60.4	58.42	34.63
20	4228.4	71.4	69.2	59.22
22	5475.5	69.5	67.08	78.78



ANNEXE B : Répartition Transversale due aux Surcharges

B.1 Surcharge A(l)

- La première poutre

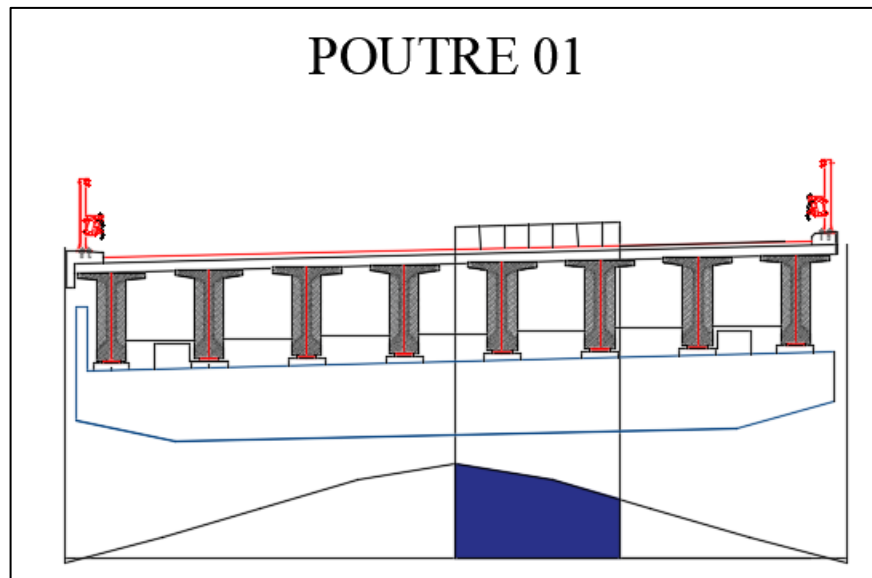


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

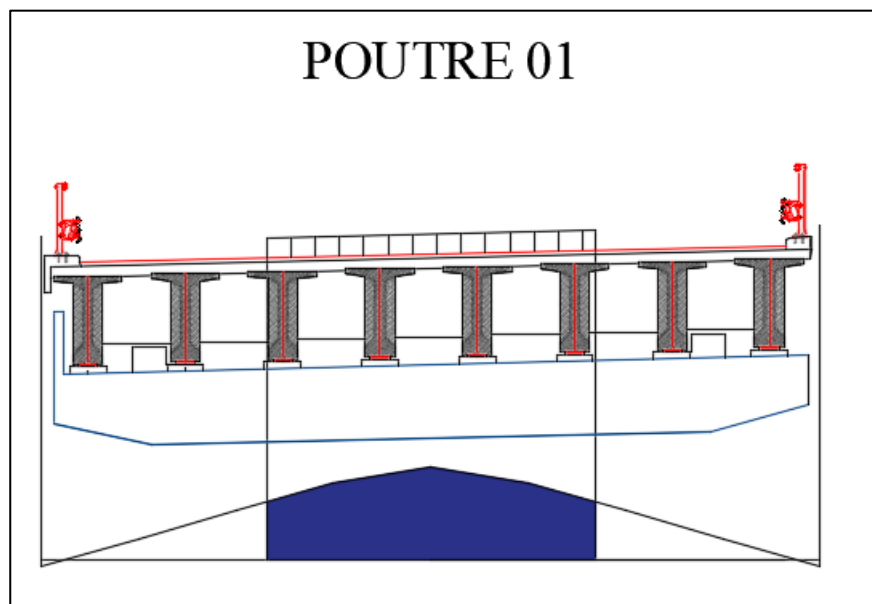


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

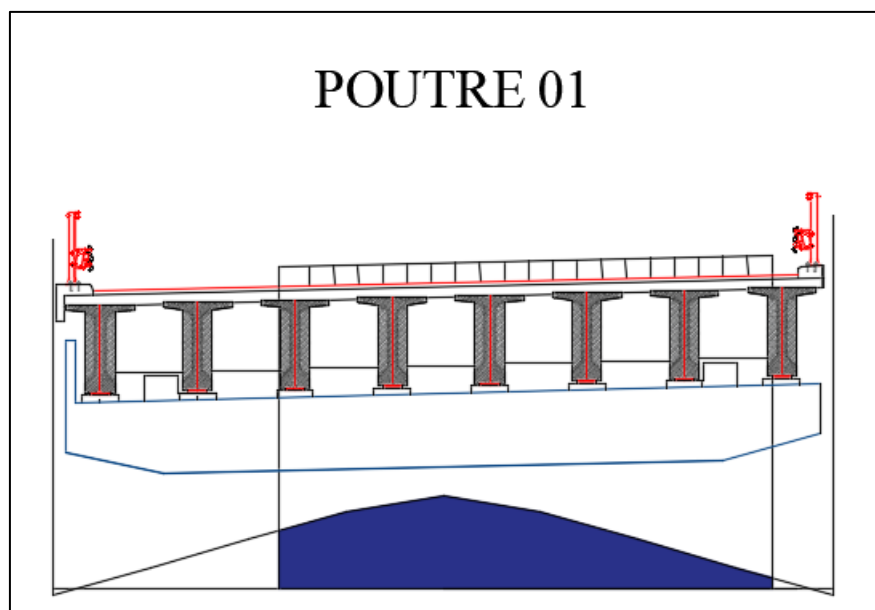


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

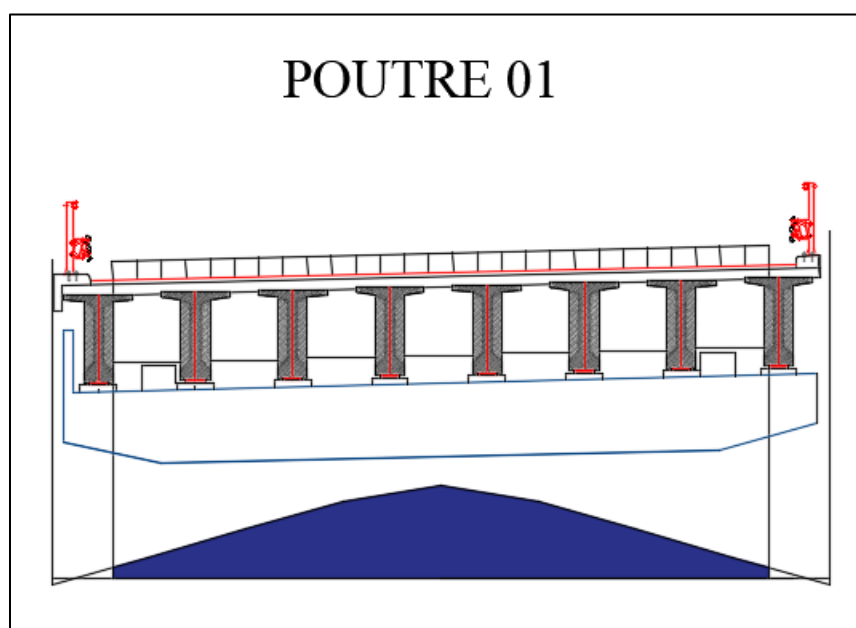


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

Valeur de $K\alpha$ moy pour poutre 1

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K\alpha$ moy
A(L)	Une voie	5.445	3.375	1.613
	Deux voies	10.89	6.75	1.613
	Trois voies	13.28	10.125	1.312
	Quatre voies	15.678	13.5	1.161

❖ La deuxième poutre :

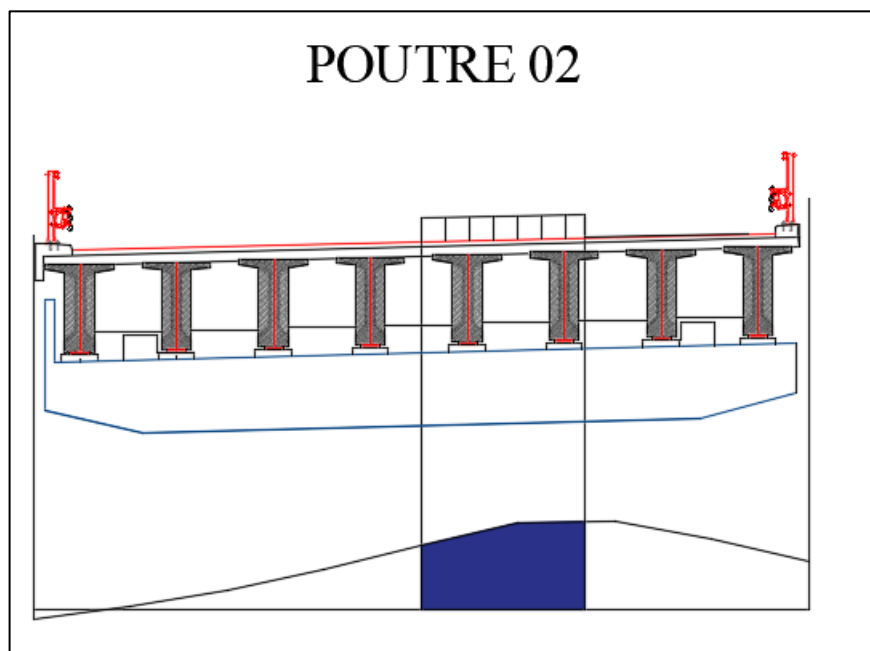


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

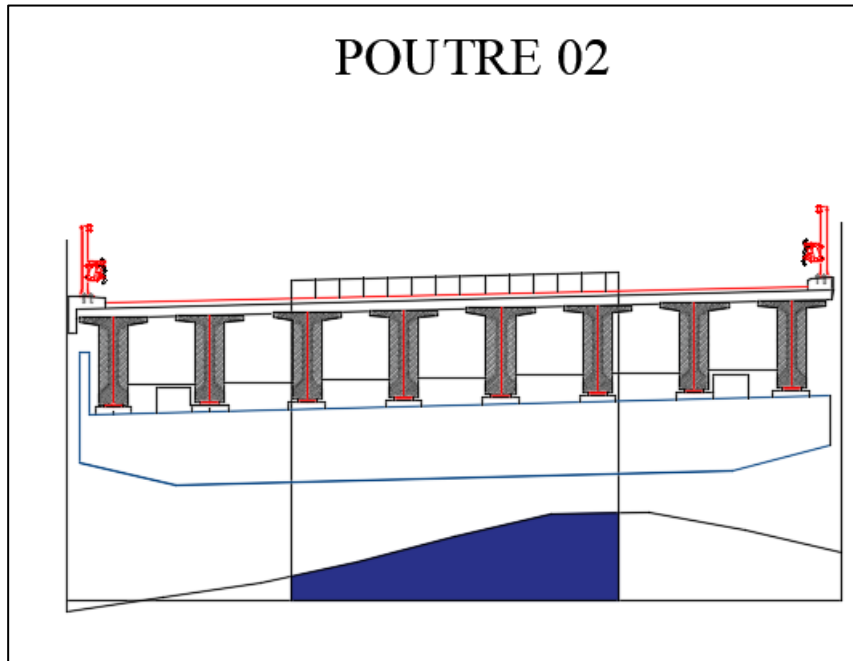


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

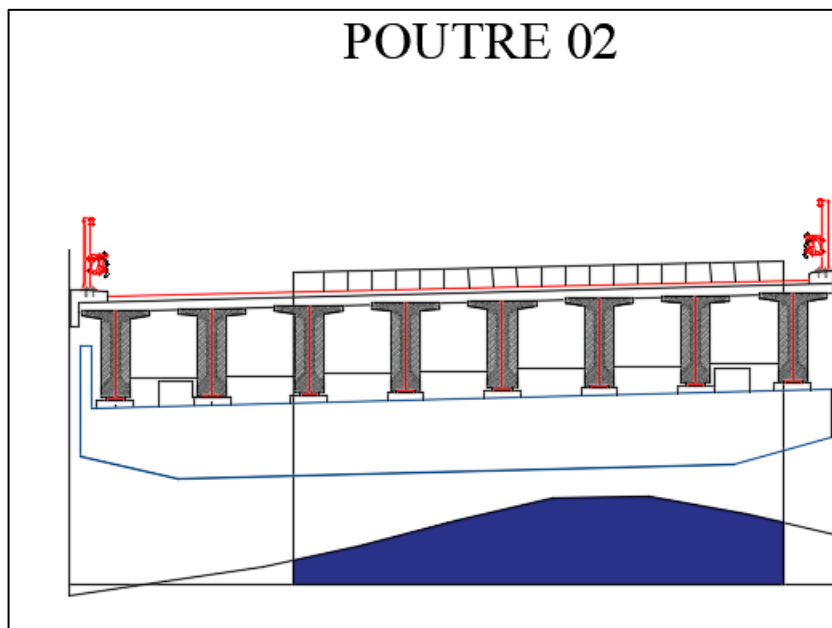


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

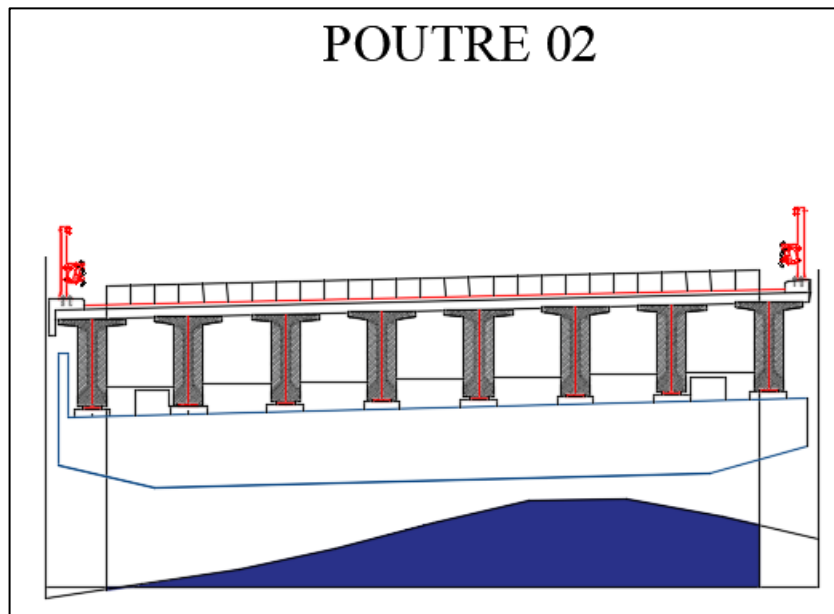


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K\alpha$ moy pour poutre 2 :**

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K\alpha$ moy
A(L)	Une voie	5.545	3.375	1.643
	Deux voies	8.56	6.75	1.268
	Trois voies	13.97	10.125	1.380
	Quatre voies	14.66	13.5	1.086

❖ La troisième poutre :

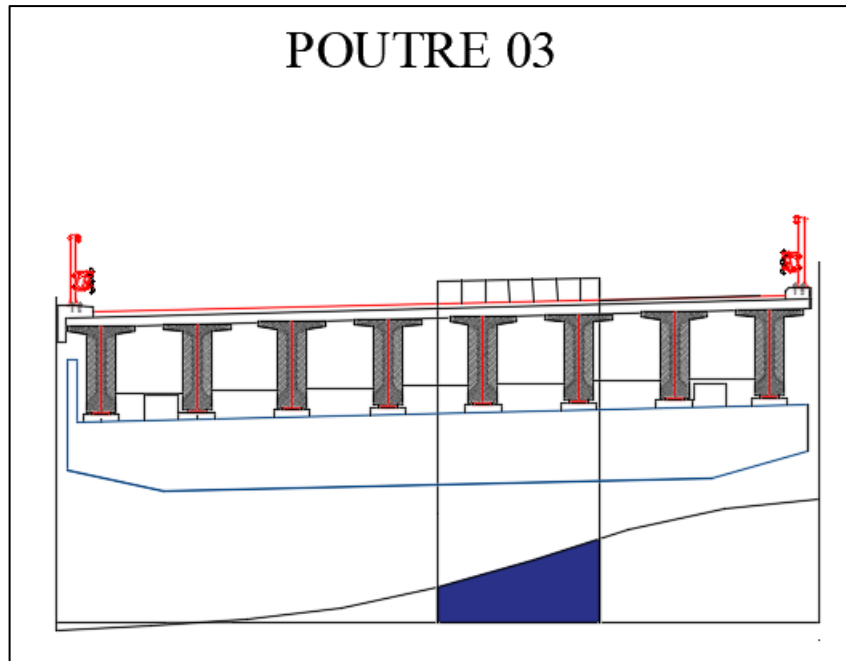


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

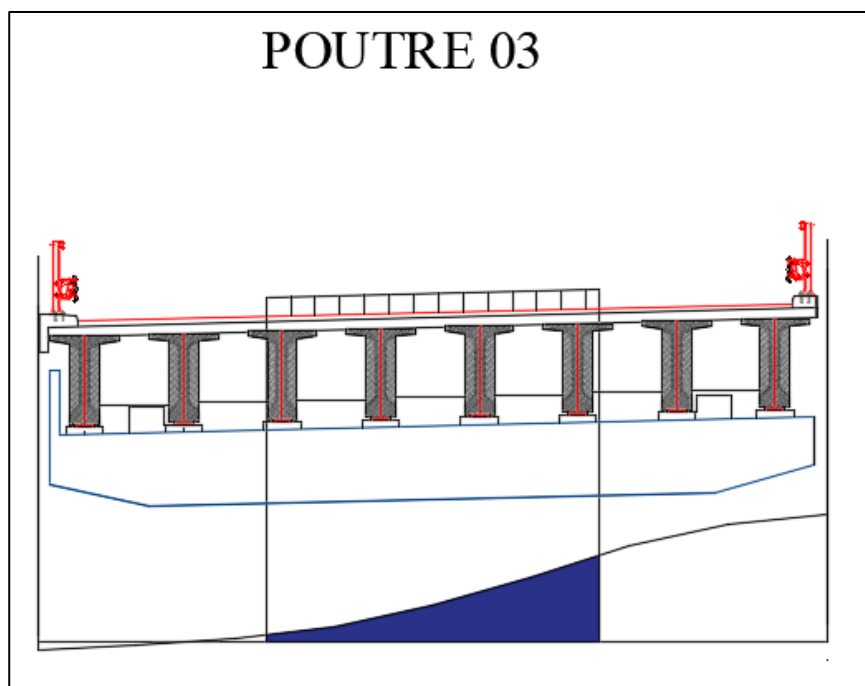


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

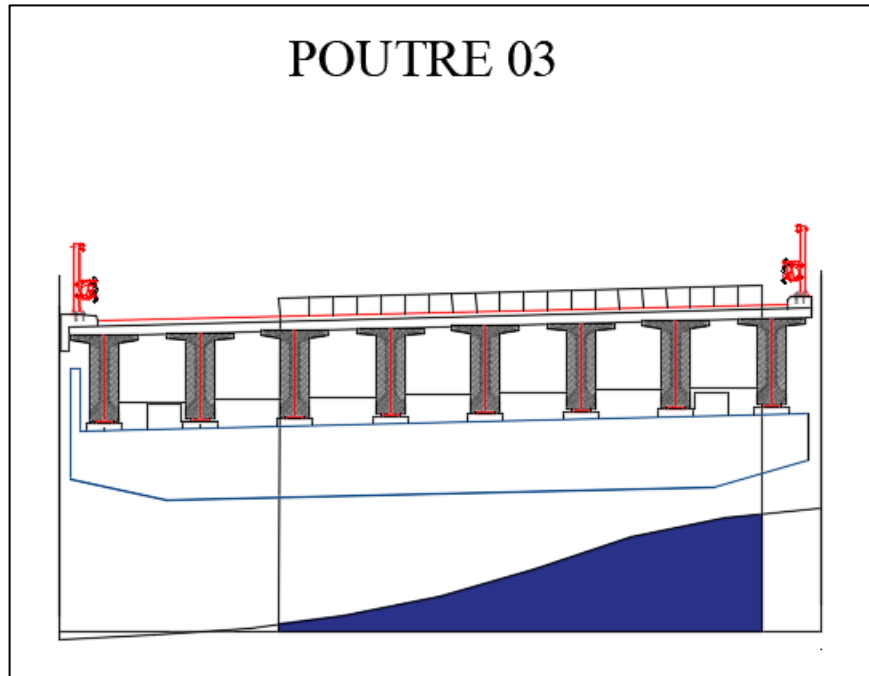


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

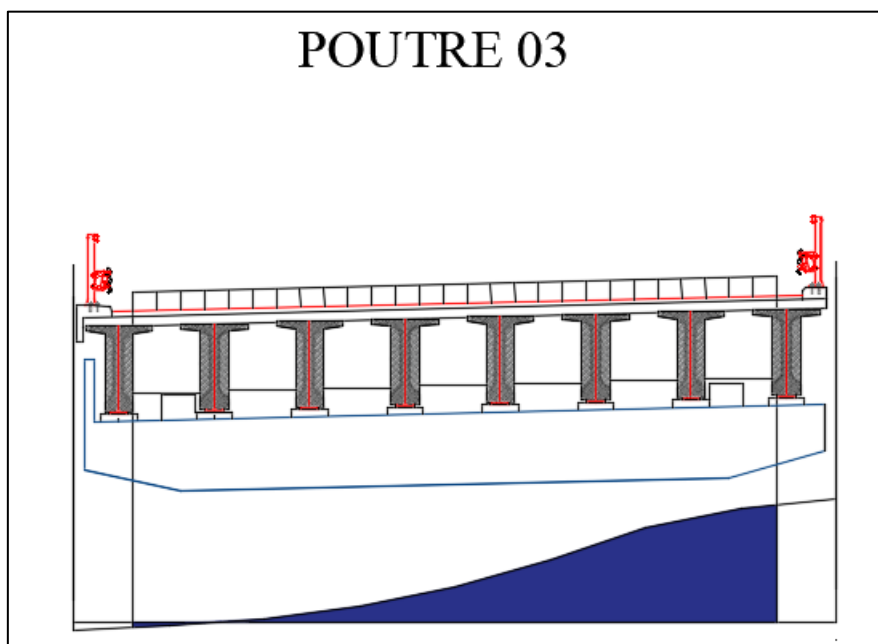


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

• Valeur de **$K\alpha$ moy** pour poutre 3 :

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K\alpha$ moy
A(L)	Une voie	4.20	3.375	1.244
	Deux voies	5.608	6.75	0.831
	Trois voies	12.96	10.125	1.280
	Quatre voies	13.02	13.5	0.964

❖ La quatrième poutre :

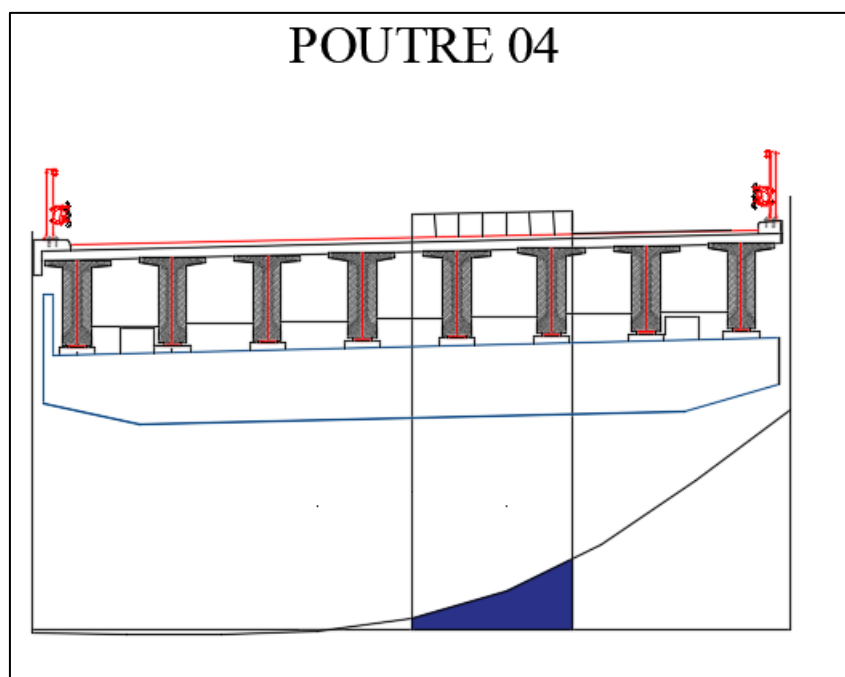


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

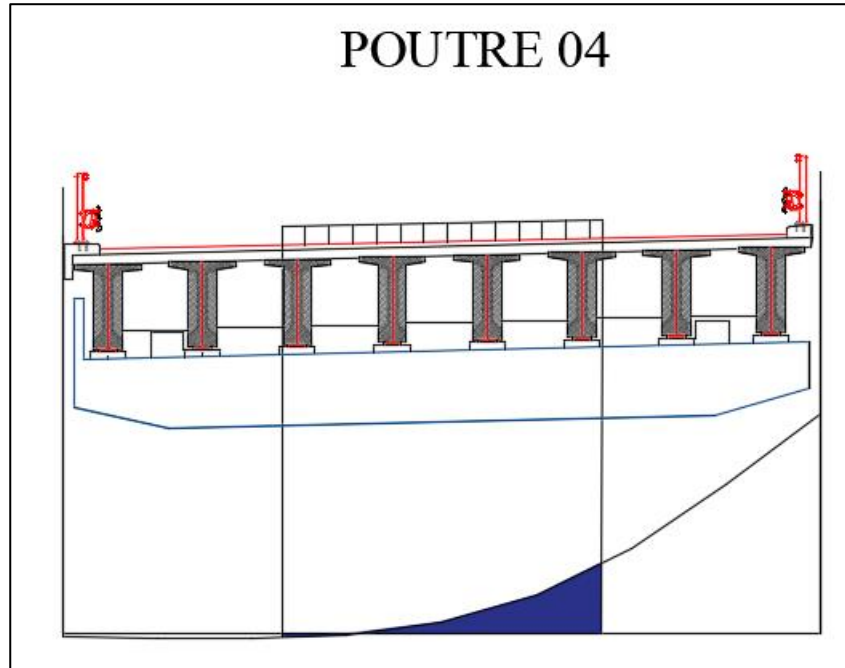


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

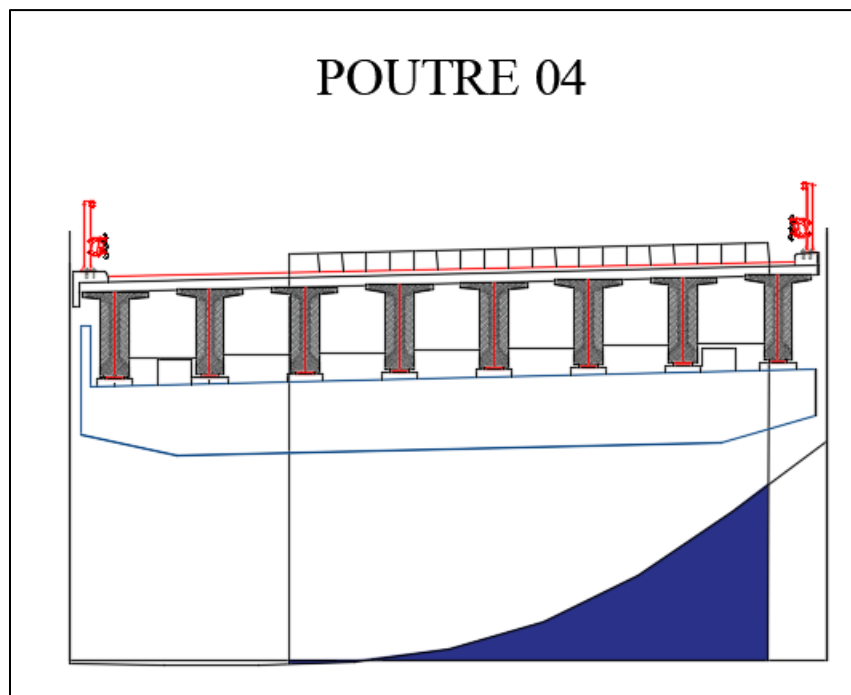


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

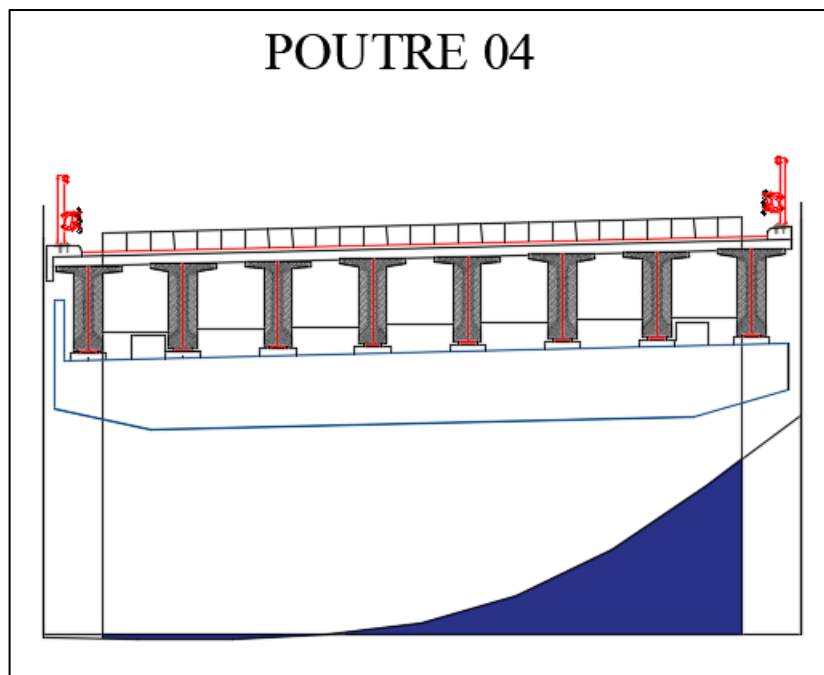


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

•Valeur de **$K\alpha$ moy** pour poutre 4 :

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K\alpha$ moy
A(L)	Une voie	2.65	3.375	0.785
	Deux voies	2.83	6.75	0.419
	Trois voies	11.41	10.125	1.127
	Quatre voies	11.12	13.5	0.824

B.2 Surcharge BC

- La première poutre

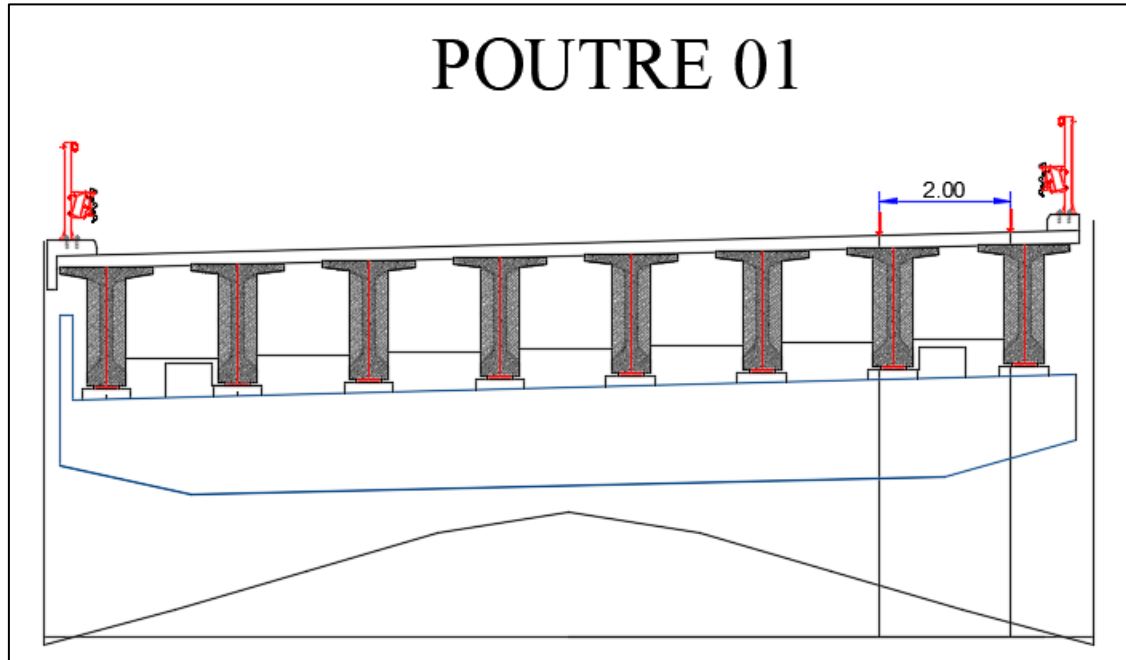


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour une voie.

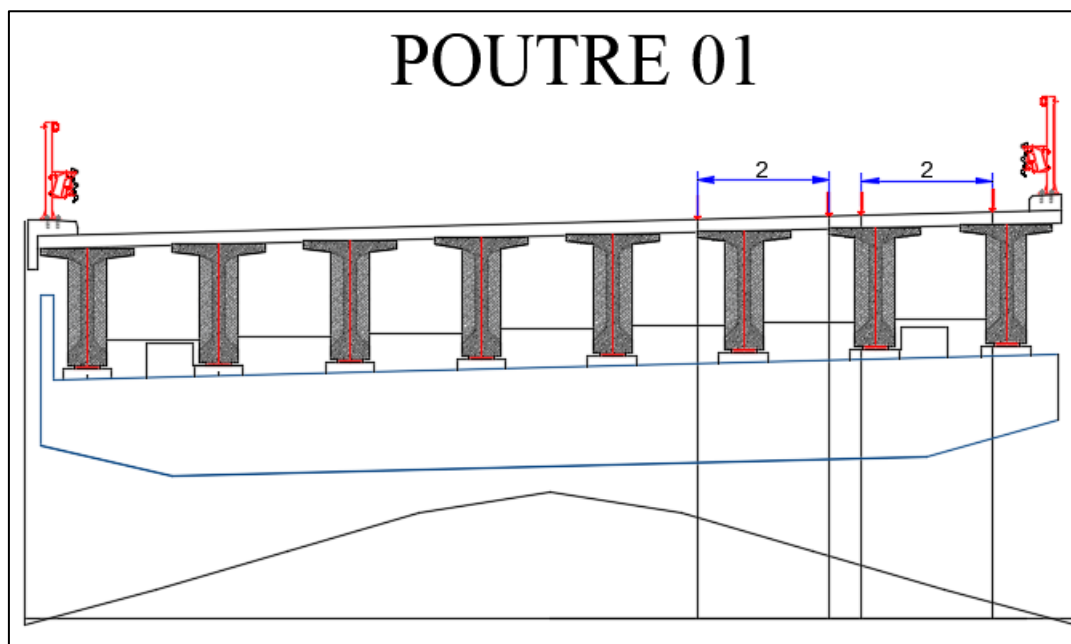


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour deux voies.

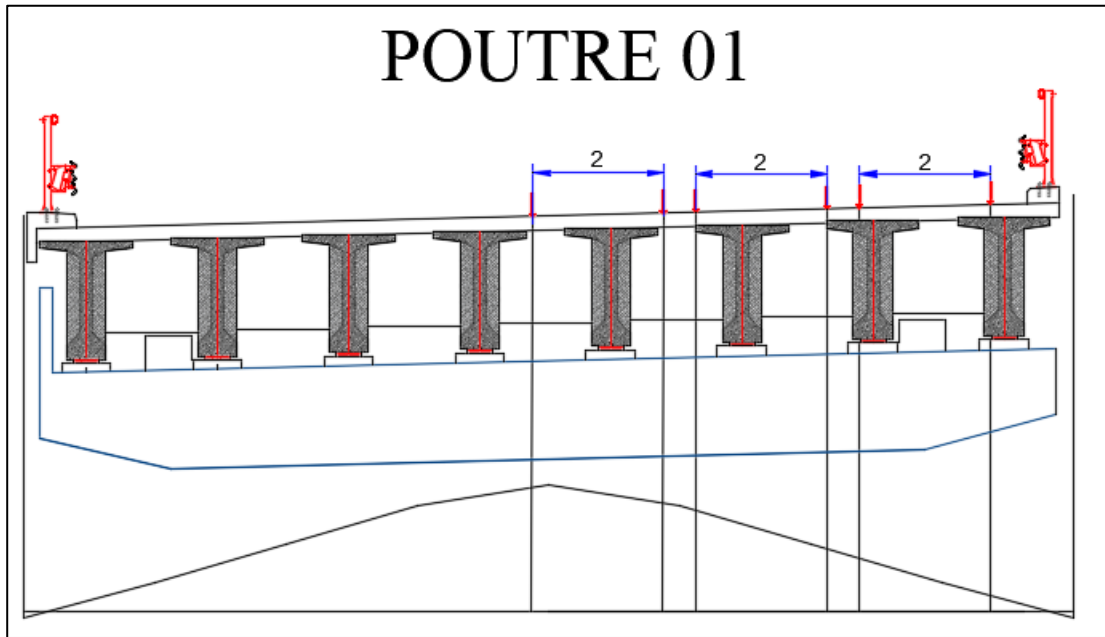


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour trois voies.

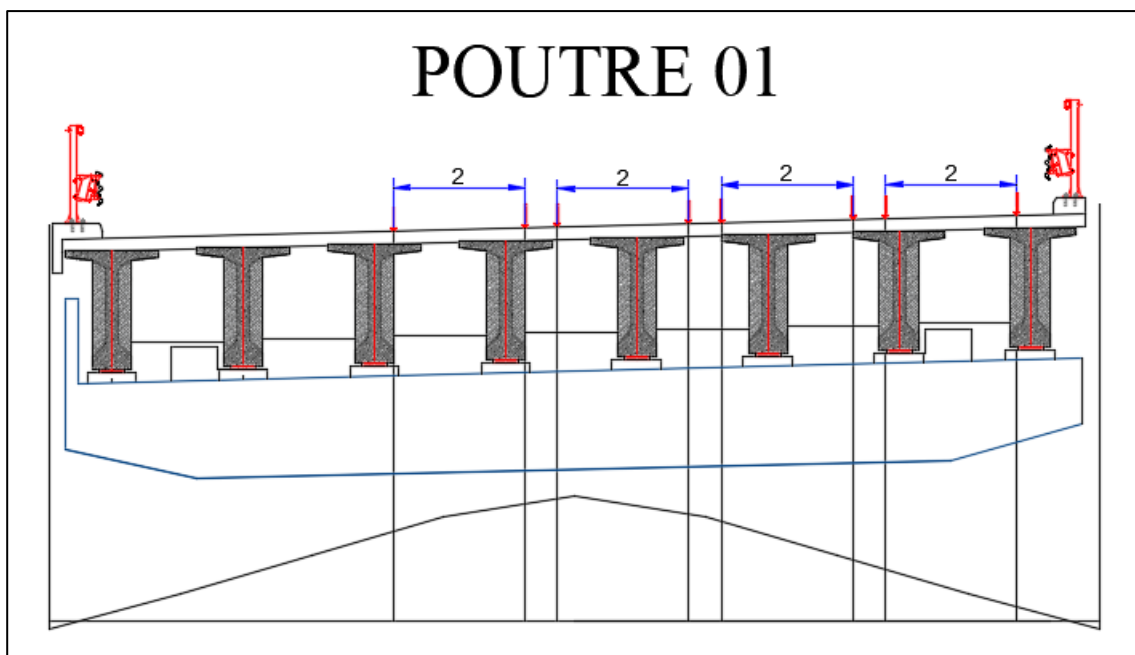


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour Quatre voies.

On résume les valeurs de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K $_{\alpha}$ moy Poutre 1	K $_{\alpha}$ moy Poutre 2	K $_{\alpha}$ moy Poutre 3	K $_{\alpha}$ moy Poutre 4
Une voie								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	0.514	1.476	2.295	3.013
K2	0.799	1.677	2.129	2.313				
Deux voies								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	0.875	1.623	2.006	2.234
K2	0.799	1.677	2.129	2.313				
K3	0.945	1.767	2.026	1.973				
K4	1.528	1.775	1.410	0.939				
Trois vois								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	1.167	1.577	1.661	1.649
K2	0.799	1.677	2.129	2.313				
K3	0.945	1.767	2.026	1.973				
K4	1.528	1.775	1.410	0.939				
K5	1.641	1.714	1.255	0.744				
K6	1.877	1.255	0.686	0.213				
Quatre voies								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	1.262	1.402	1.348	1.255
K2	0.799	1.677	2.129	2.313				
K3	0.945	1.767	2.026	1.973				
K4	1.528	1.775	1.410	0.939				
K5	1.641	1.714	1.255	0.744				
K6	1.877	1.255	0.686	0.213				
K7	1.798	1.124	0.584	0.148				

K8	1.278	0.635	0.238	0				
----	-------	-------	-------	---	--	--	--	--

B.3 Surcharge Bt :

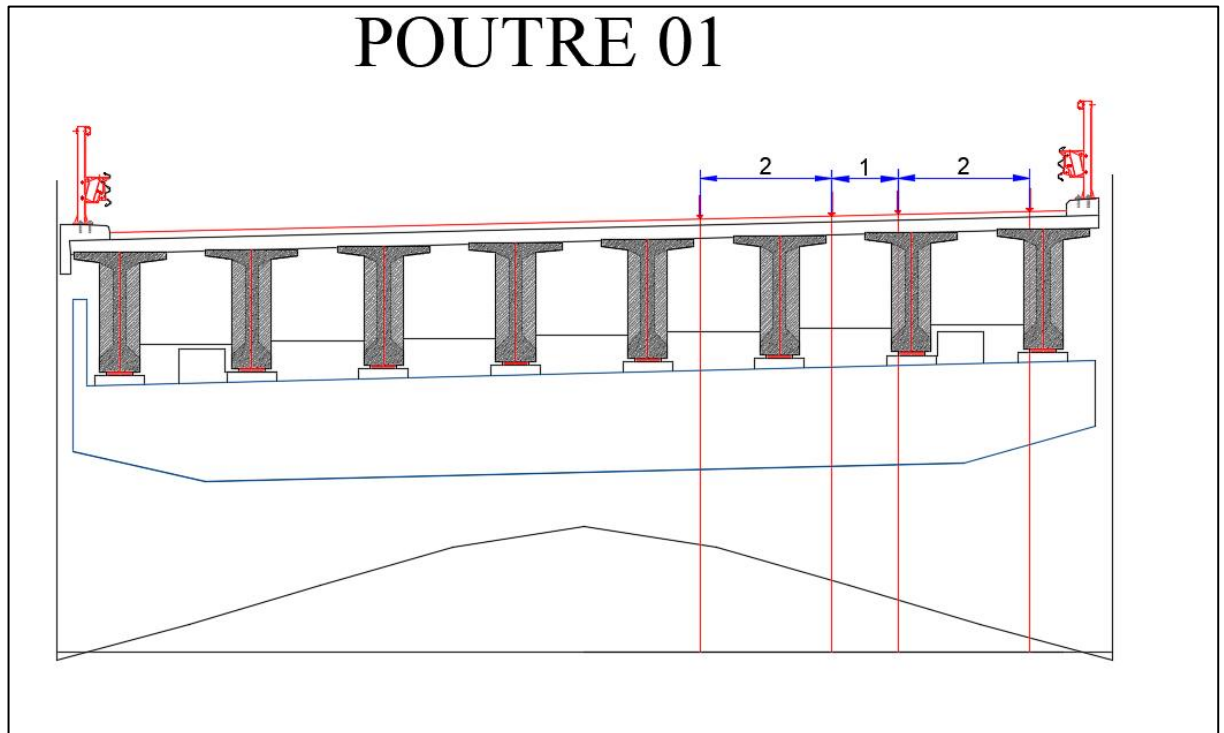


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tendems.

On résume les valeurs de K_{α} moy pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	K $_{\alpha}$ moy Poutre 1	K $_{\alpha}$ moy Poutre 2	K $_{\alpha}$ moy Poutre 3	K $_{\alpha}$ moy Poutre 4
Un tendem								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	0.514	1.476	2.295	3.013
K2	0.799	1.677	2.129	2..313				
Deux tendems								
K1	0.229	1.275	2.461	3.713	0.94	1.618	1.934	2.112
K2	0.799	1.677	2.129	2.313				

K3	1.091	1.807	1.894	1.680				
K4	1.641	1.714	1.255	0.744				

B.4 Surcharge Mc120

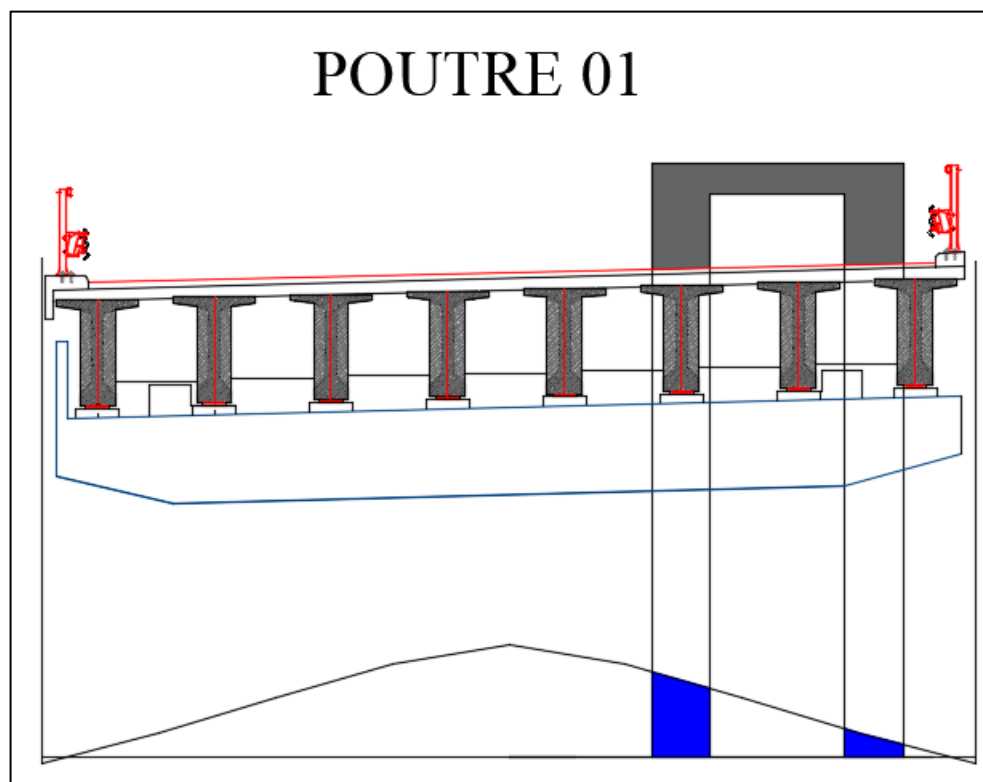


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Mc120

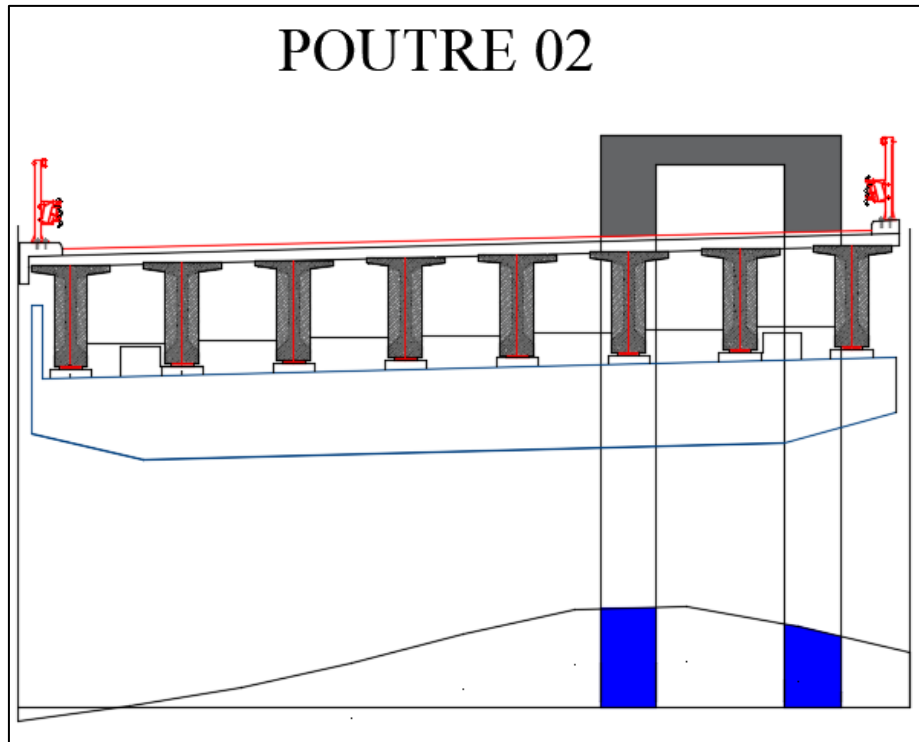


Figure: Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Mc120

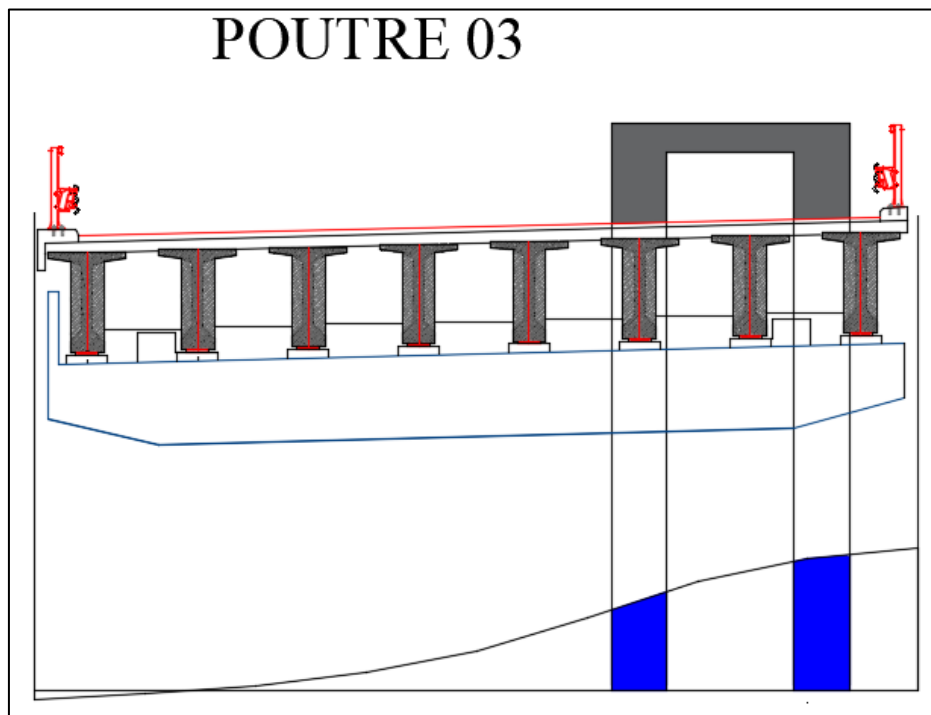


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Mc120

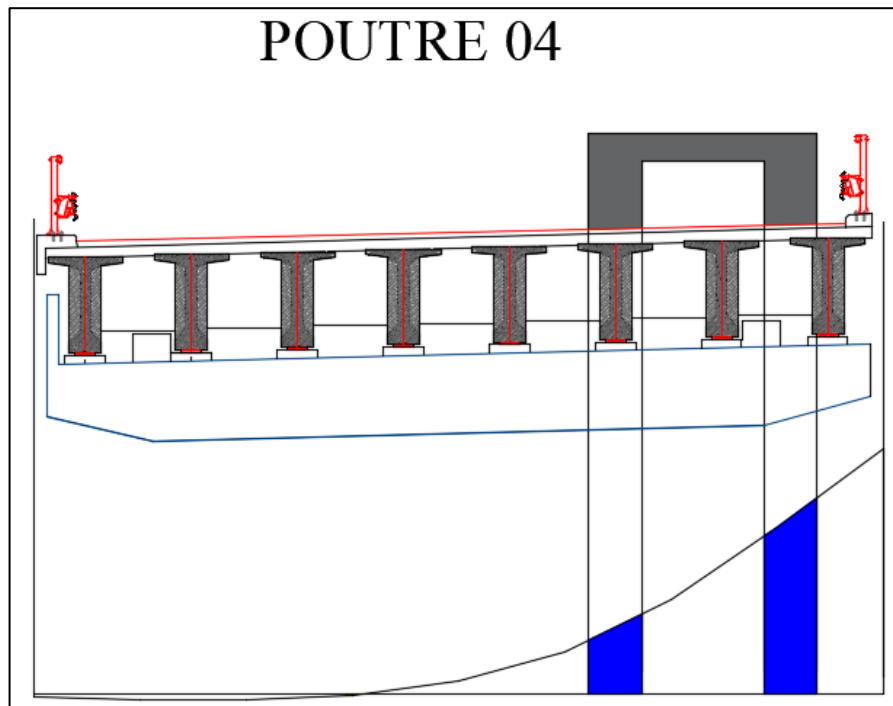


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Mc120

•Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre sous surcharge Mc120

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre1	1.69	2	0.845
Poutre2	3.18	2	1.59
Poutre3	4.05	2	2.025
Poutre4	4.63	2	2.315

B.5 Surcharge D240

POUTRE 01

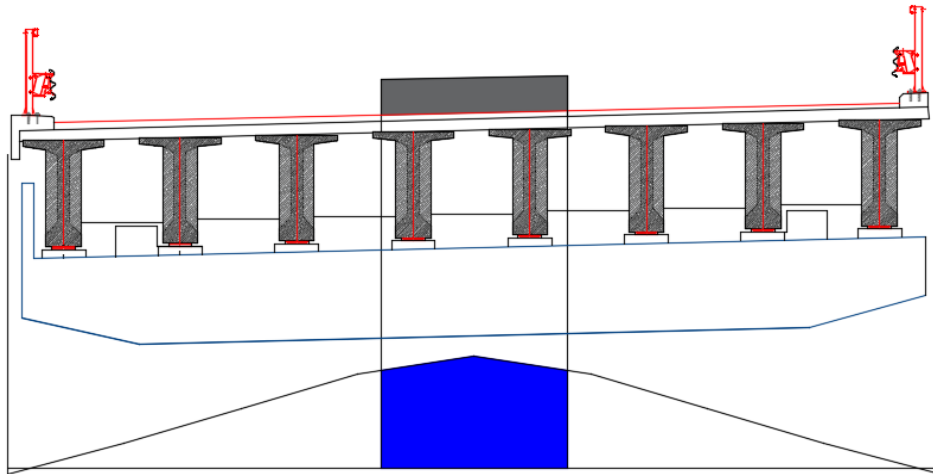


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240.

POUTRE 02

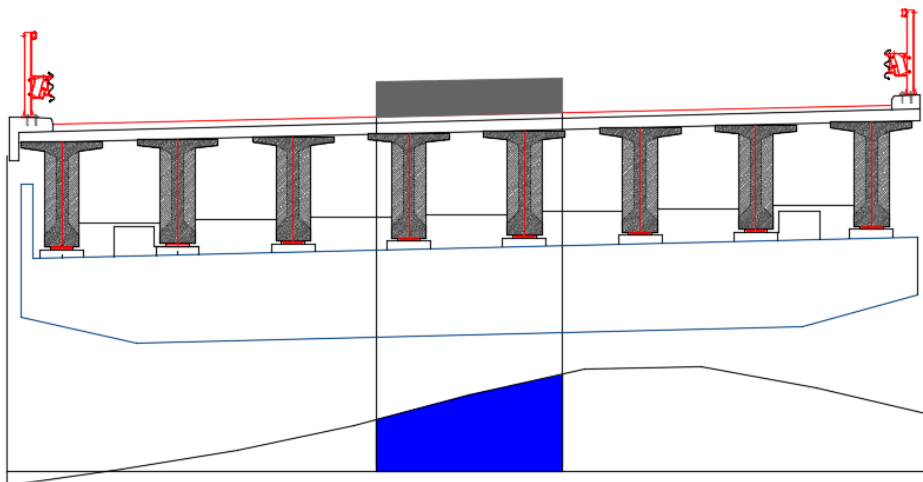


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge D240.

POUTRE 03

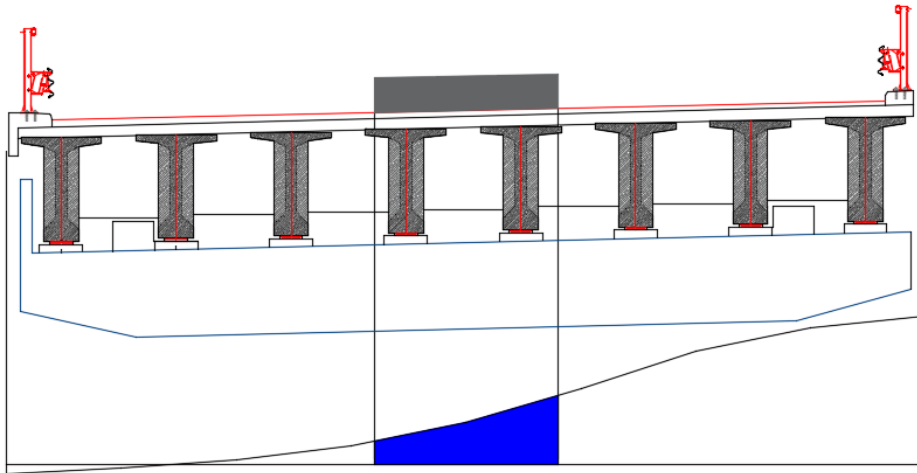


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge D240.

POUTRE 04

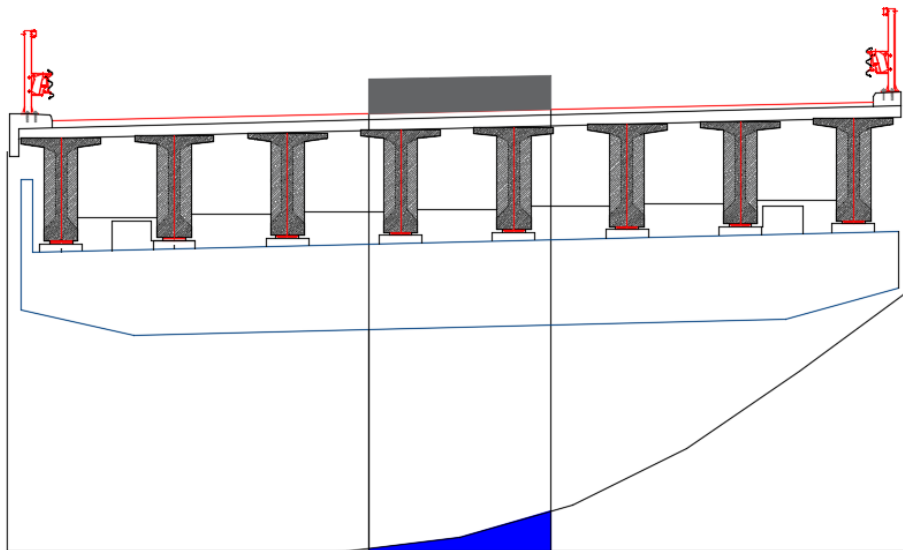


Figure : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge D240.

Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre sous surcharge D240

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha \text{ moy}}$
Poutre1	5.73	3.2	1.79
Poutre2	4.18	3.2	1.306
Poutre3	2.48	3.2	0.775
Poutre4	0.99	3.2	0.309

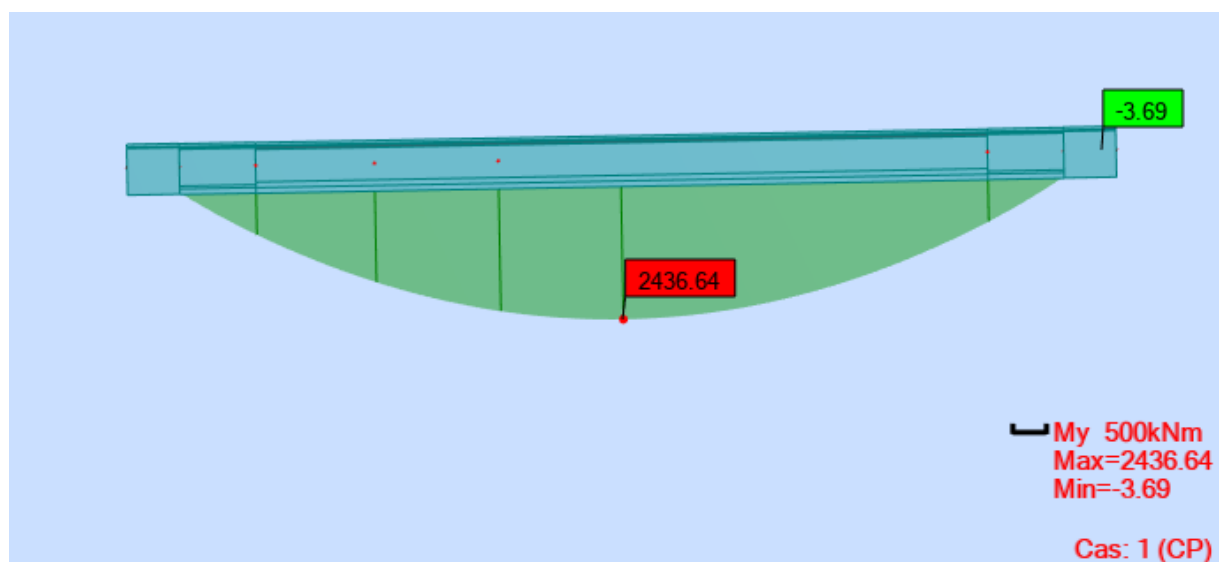
- Valeur des moments fléchissant réelles

Désignation	M0		Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		
			K _α moy	M _{réel}	K _α moy	M _{réel}	K _α moy	M _{réel}	K _α moy	M _{réel}	
Surcharge A(L)	1v	472.19	1.613	761.64	1.643	775.81	1.244	587.40	0.785	370.67	
	2v	1 050.05	1.613	1693.73	1.268	1331.46	0.831	872.59	0.419	439.97	
	3v	1 417.55	1.312	1859.83	1.38	1956.22	1.28	1814.46	1.127	1597.58	
	4v	2001.73	1.161	2324.01	1.086	2173.88	0.964	1929.67	0.824	1649.43	
Surcharge B	BC	1v	563.83	0.514	292.68	1.476	840.46	2.295	1306.82	3.013	1715.66
		2v	1034.29	0.875	921.18	1.623	1708.66	2.006	2111.88	2.234	2351.91
		3v	1 340.25	1.167	1599.04	1.577	2160.82	1.661	2275.92	1.649	2259.48
		4v	1 505.13	1.262	1946.98	1.402	2162.96	1.348	2079.65	1.255	1936.18
	Bt	1t	411.55	0.514	212.48	1.476	610.16	2.295	948.73	3.013	1245.54
		2t	823.34	0.94	781.6	1.618	1345.35	1.934	1608.10	2.112	1756.11

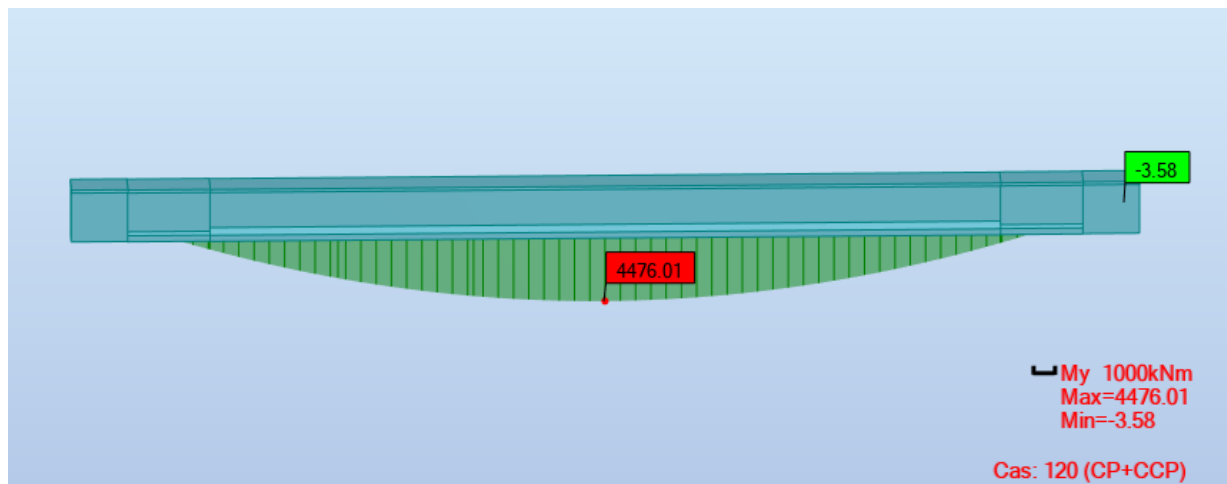
Convoi	Mc120	1 118.17	0.845	958.34	1.59	1803.2 7	2.025	2296.61	2.315	2625.5 1
	D240	1 852.675	1.79	3316.3	1.306	2419.5 9	0.775	1435.82	0.309	572.48

ANNEXE C : Résultats de Calcul Automatique

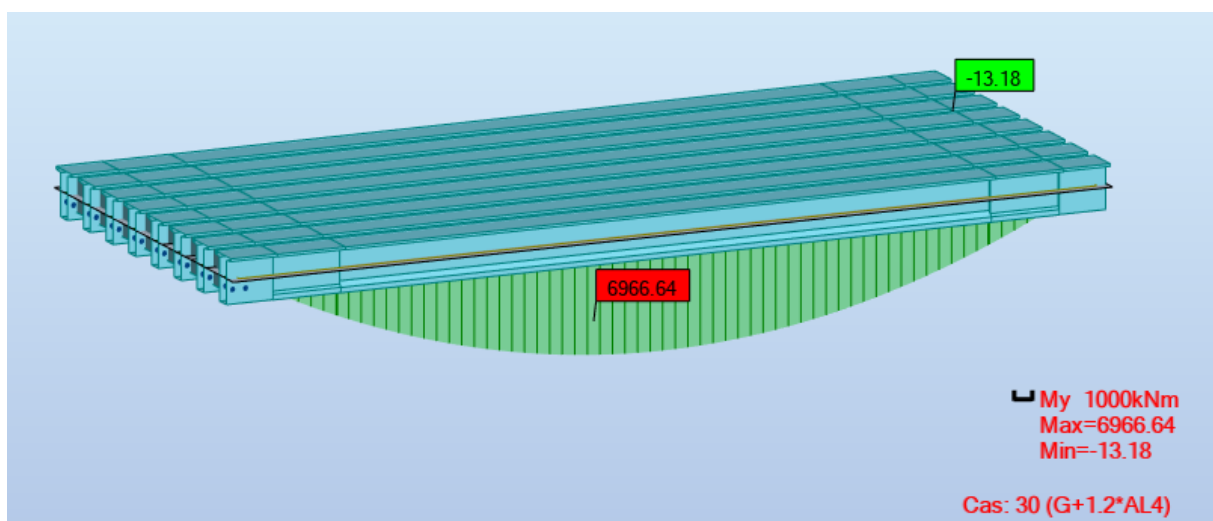
C.1 LES MOMENTS FLECHISSANTS



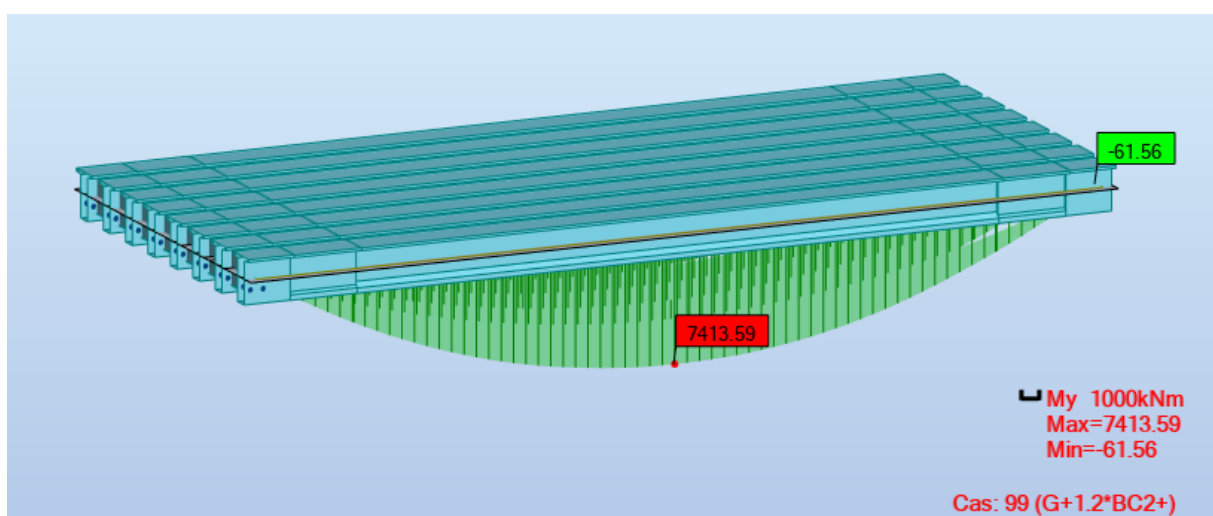
Moment fléchissant sous poids propre d'une seule poutre



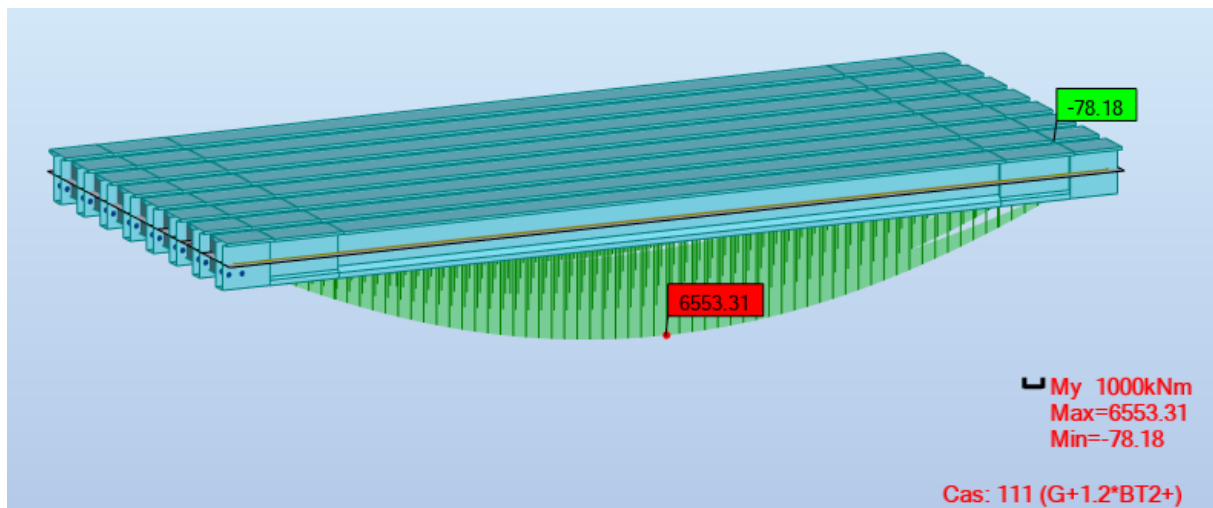
Moment fléchissant sous CP+CCP (G)



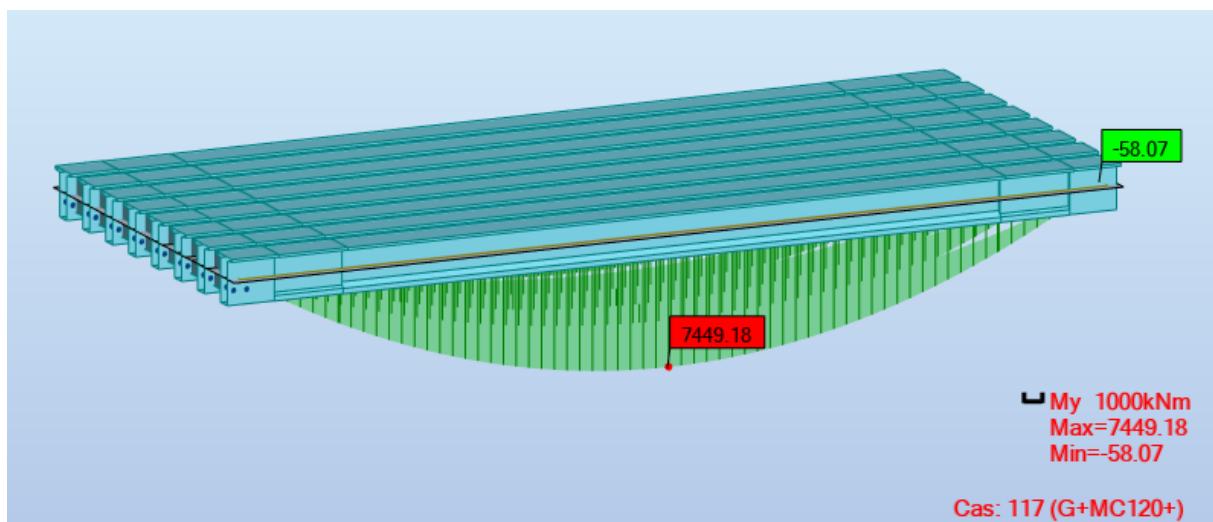
ELS: G + 1.2 AL



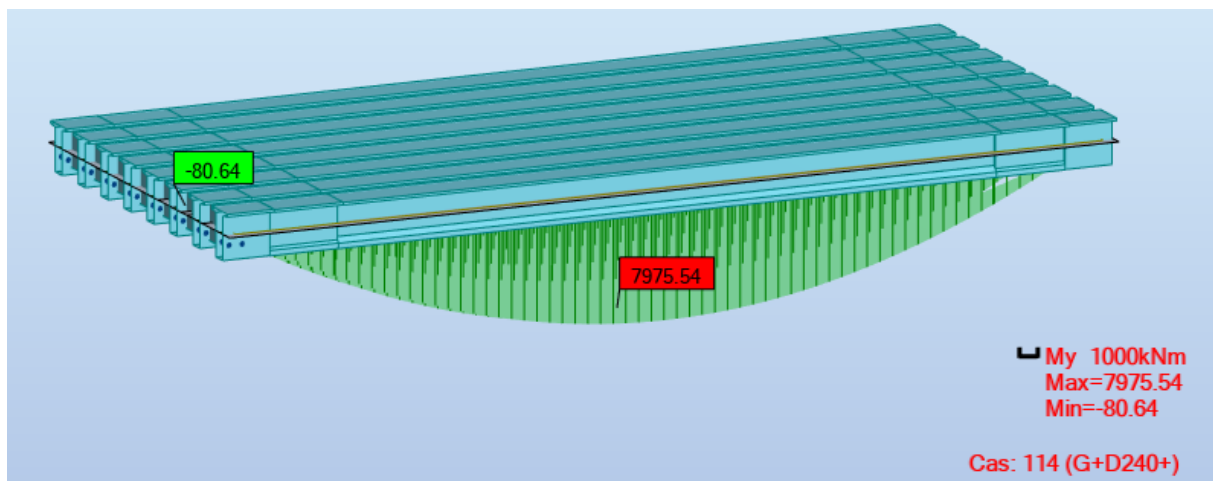
ELS: G + 1.2 BC



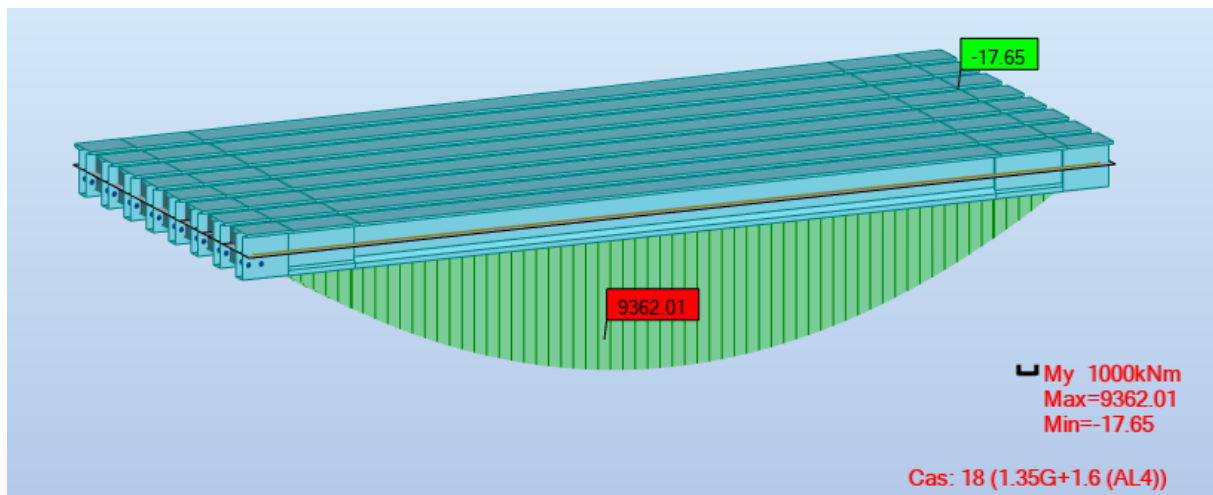
ELS: G + 1.2 BT



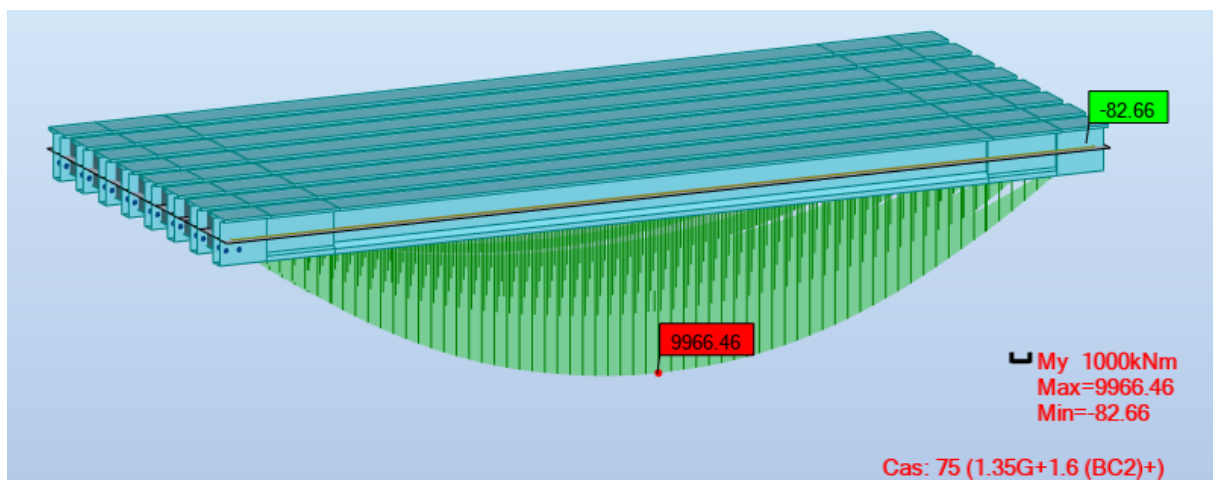
ELS: G + MC120



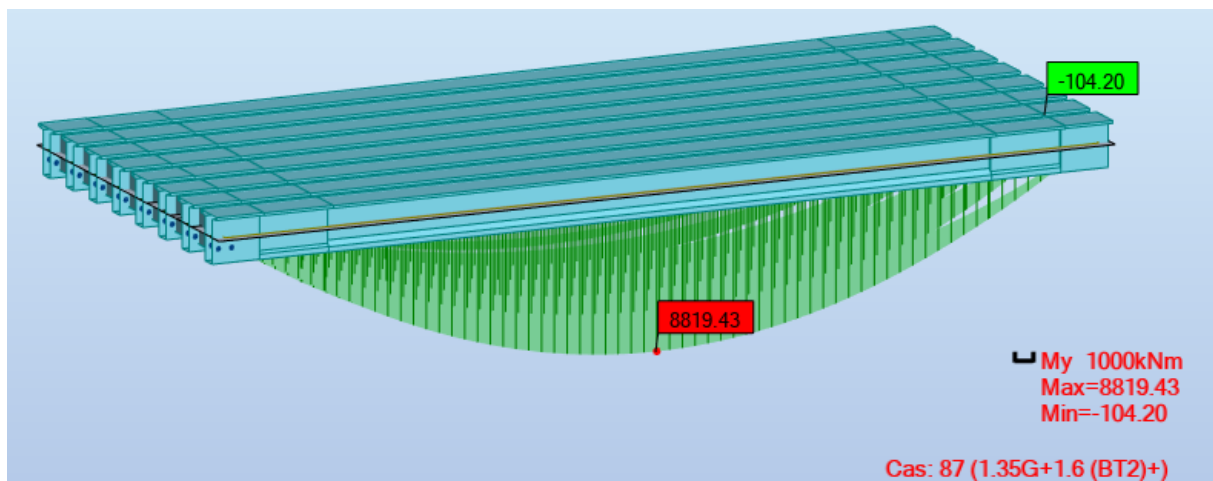
ELS: G + D240



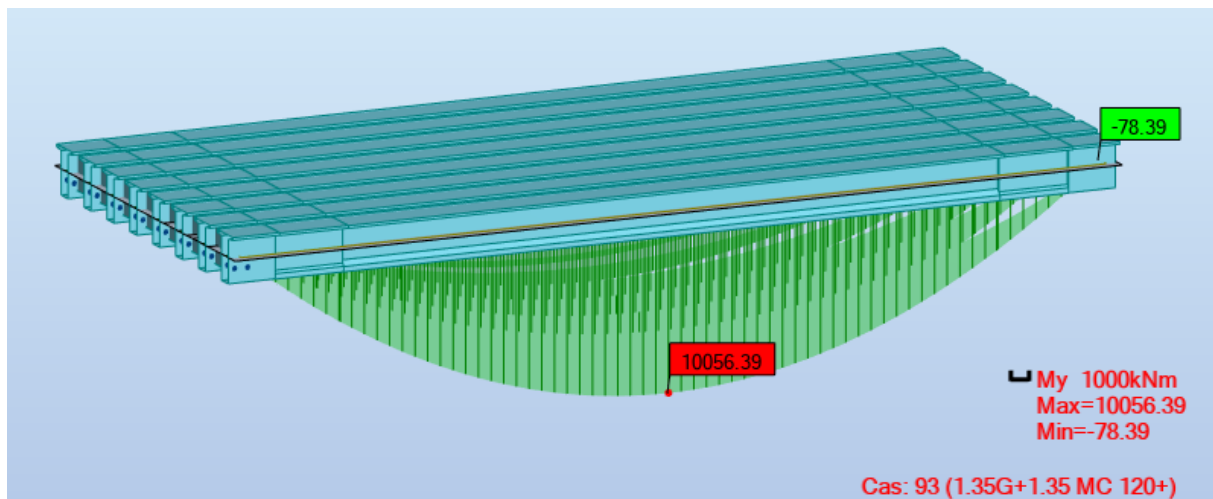
ELU: 1.35 G +1.6 AL



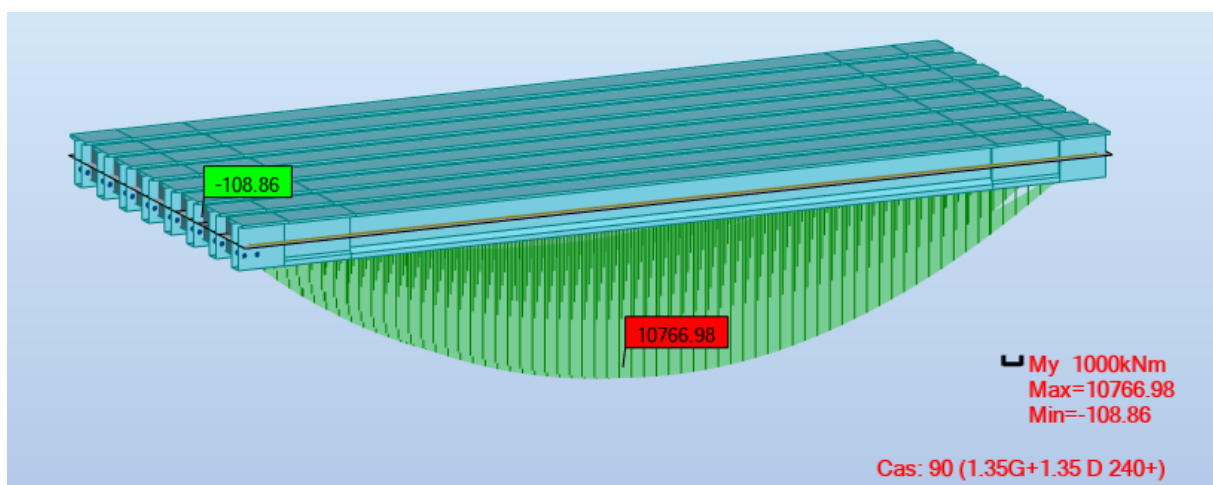
ELU: 1.35 G +1.6 BC



ELU: 1.35 G +1.6 BT

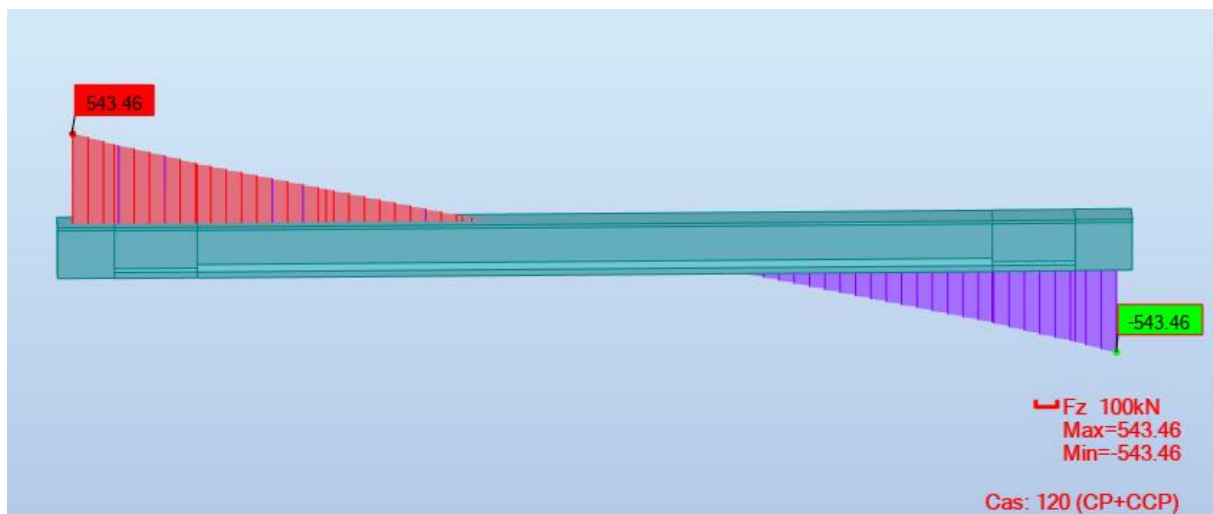


ELU: 1.35 G +1.35 MC120

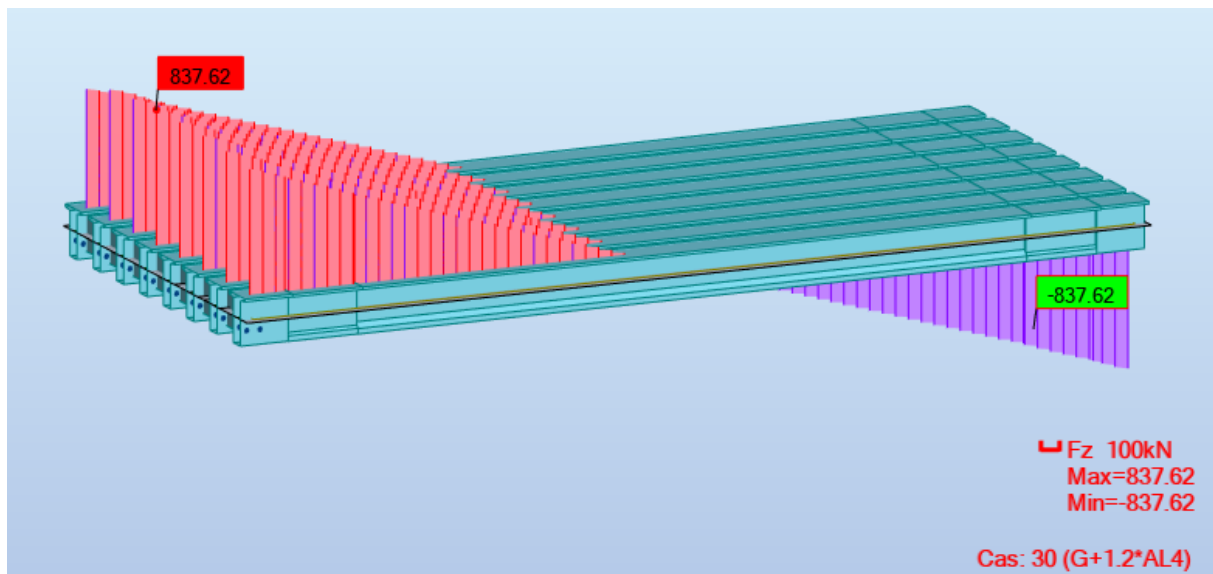


ELU: 1.35 G +1.35 D240

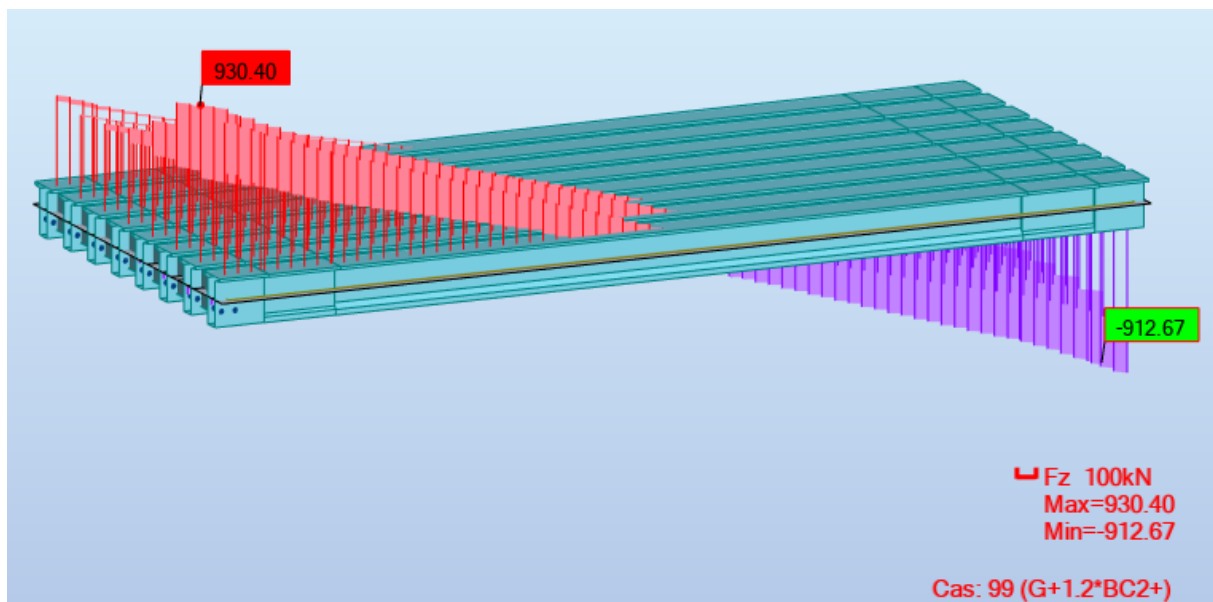
C.2 LES EFFORTS TRANCHANTS:



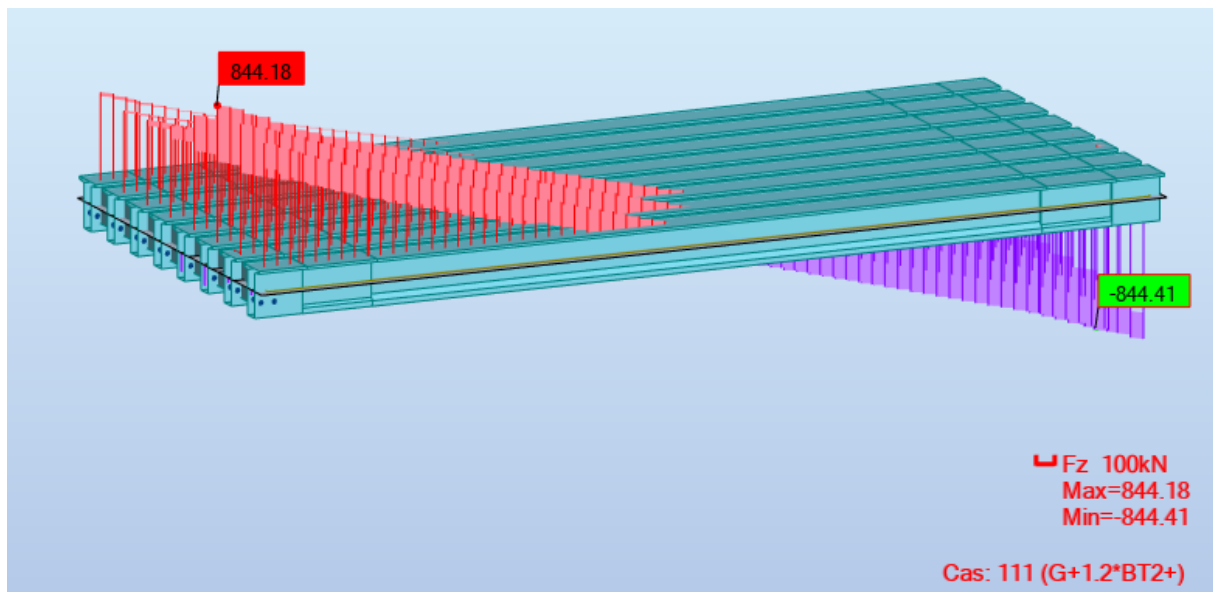
Effort tranchant sous CP+ CCP (G)



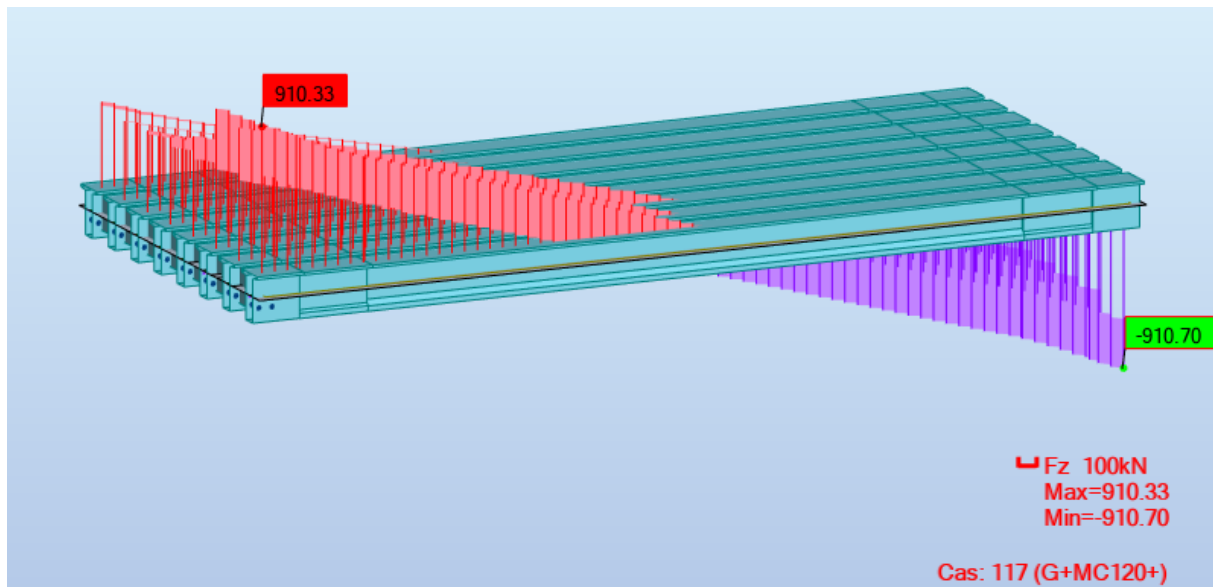
ELS: G + 1.2 AL



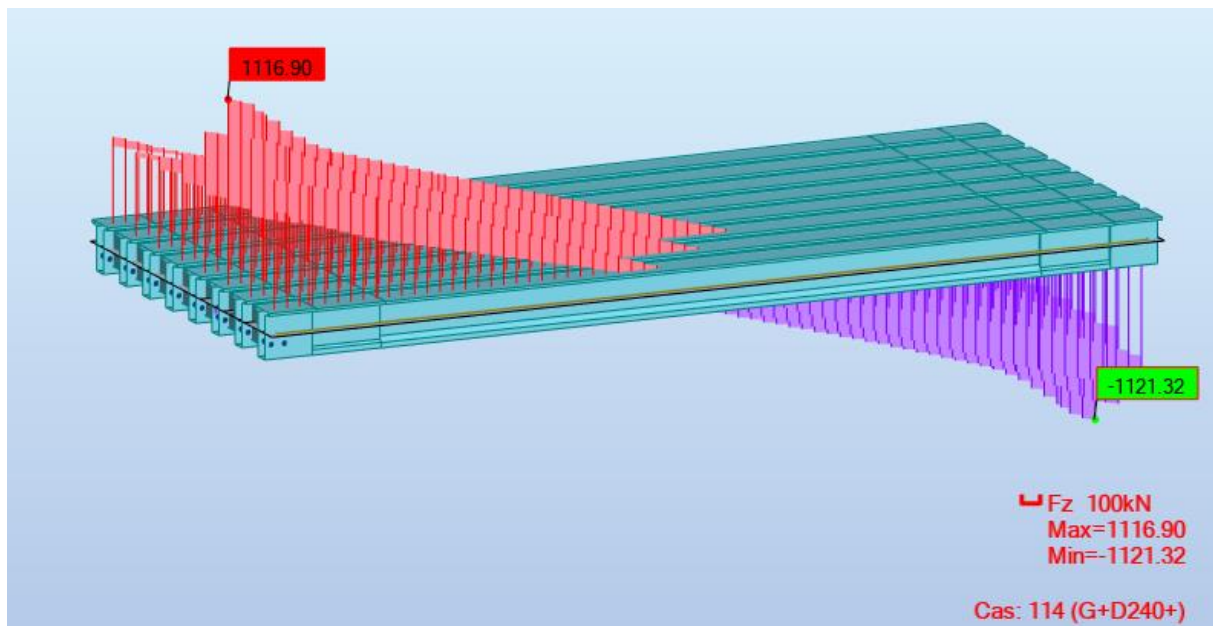
ELS: G + 1.2 BC



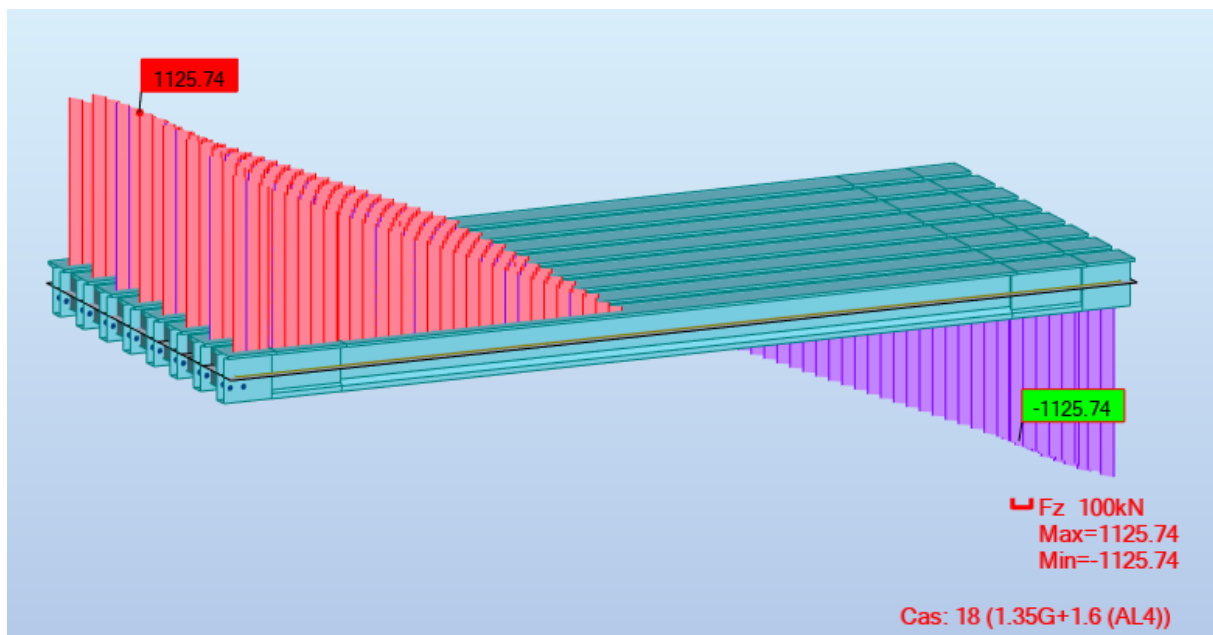
ELS: G + 1.2 BT



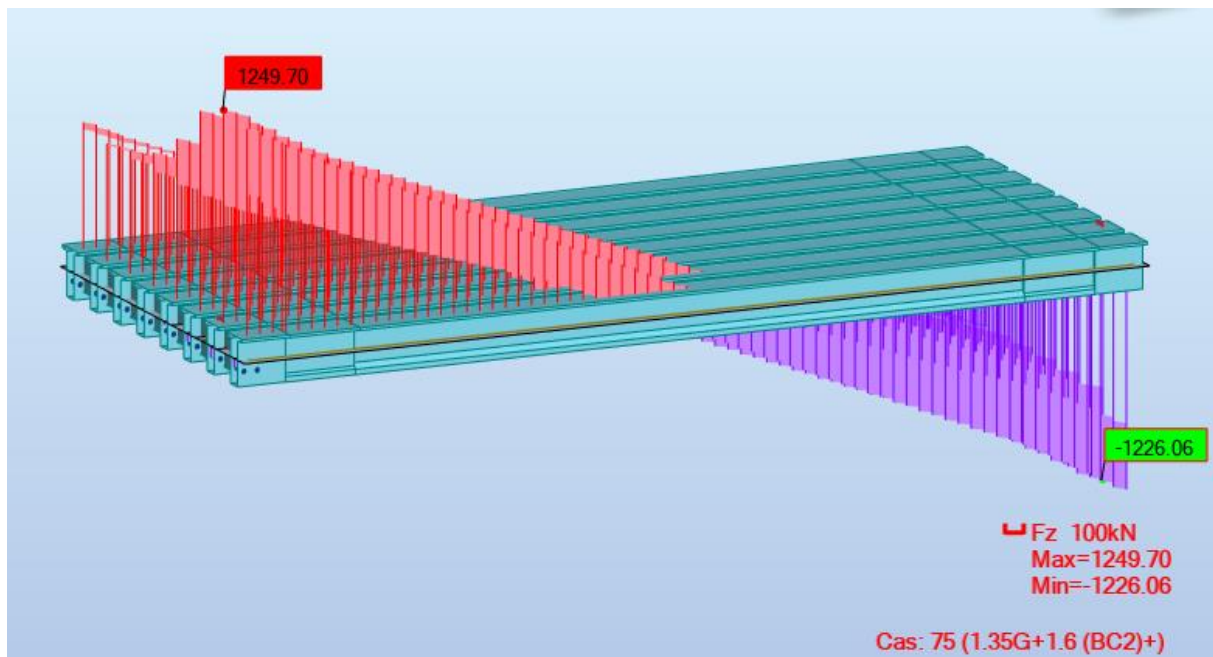
ELS: G + MC120



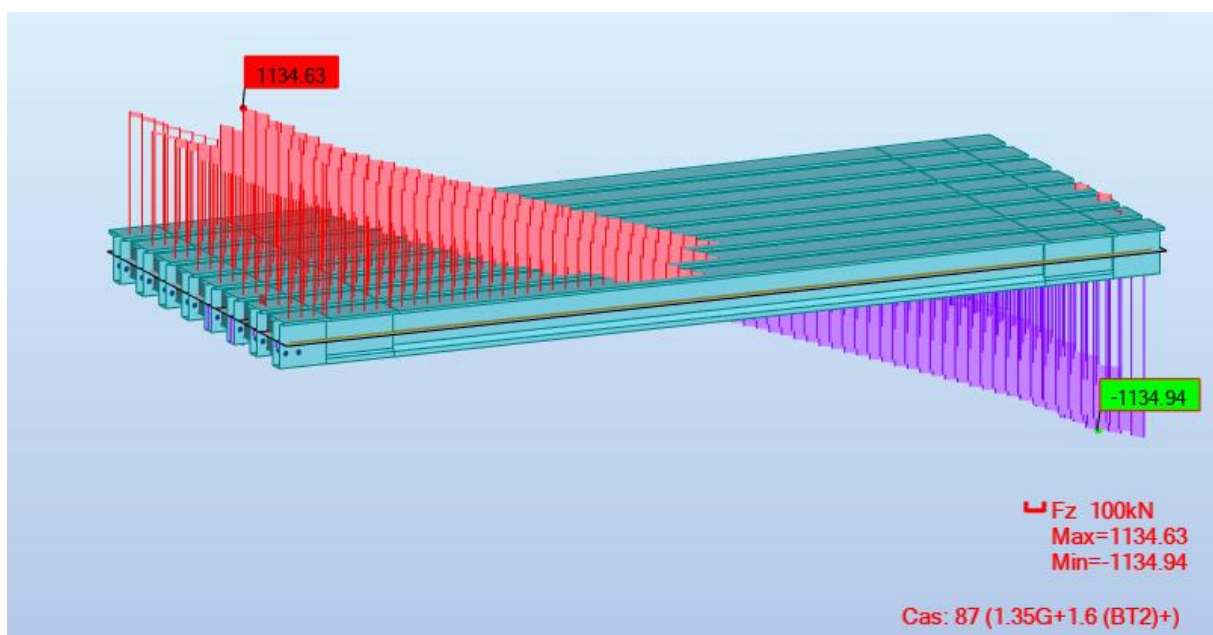
ELS: G + D240



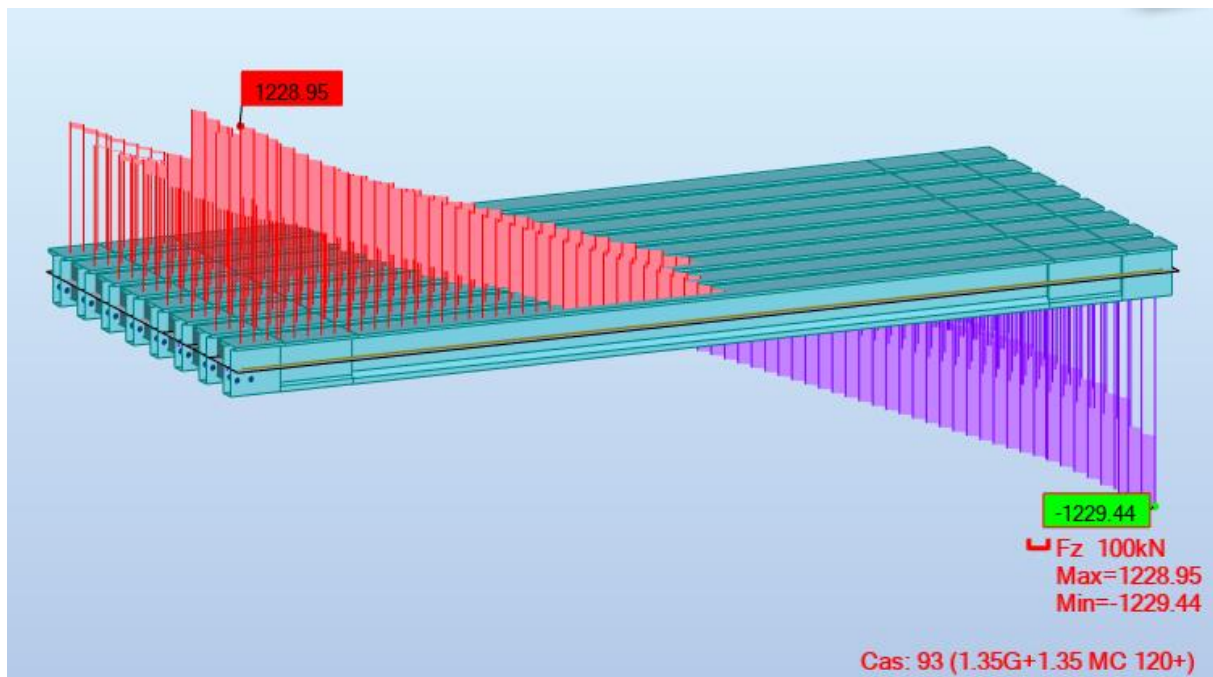
ELU: 1.35 G +1.6 AL



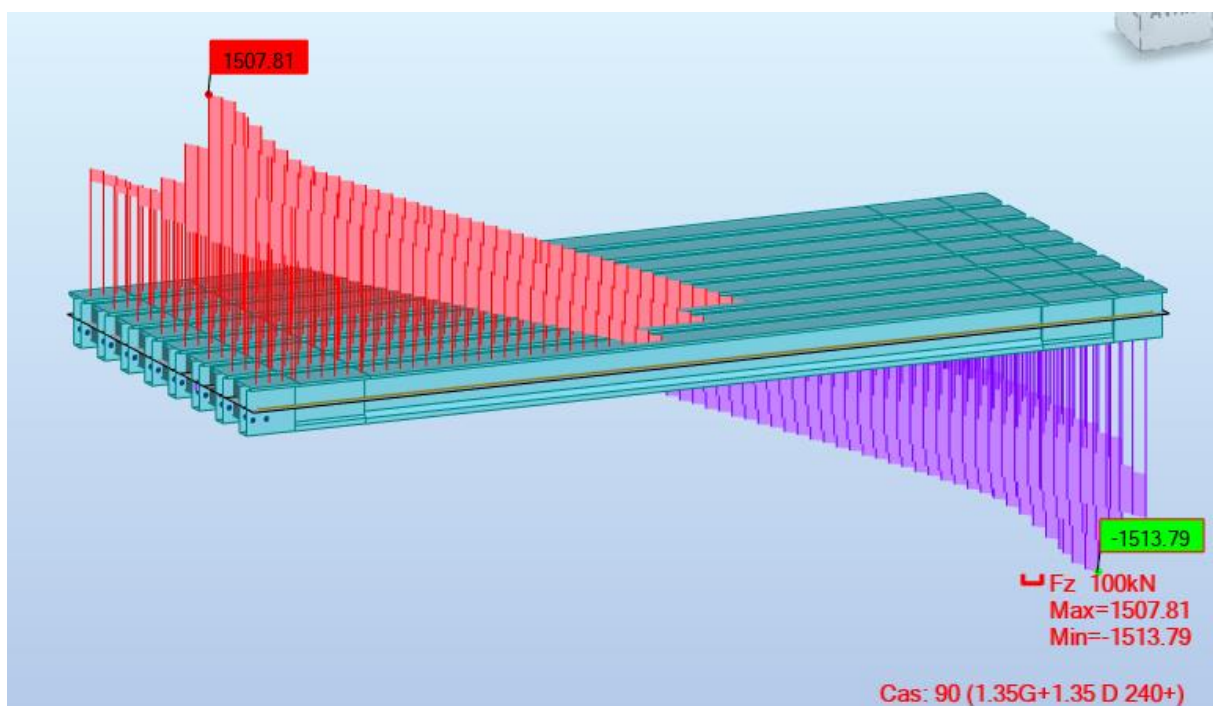
ELU: 1.35 G +1.6 BC



ELU: 1.35 G +1.6 BT



ELU: 1.35 G +1.35 MC120



ELU: 1.35 G +1.35 D240

ANNEXE D : Résultats de Calcul Sismique

Tableau : Modes propres.

Modes	Fréquence	Période	Cumul de participation (%)			Participation de masse (%)		
			Cumul x	Cumul y	Cumul z	Ux	Uy	Uz
1	0.60	1.67	29.74	10.18	0.0	29.74	10.18	0.0
2	0.66	1.51	33.35	10.98	0.0	3.61	0.80	0.0
3	0.72	1.39	41.00	13.42	0.0	7.65	2.44	0.0
4	0.78	1.28	47.68	30.35	0.0	6.68	16.93	0.0
5	0.78	1.27	47.69	30.42	0.0	0.01	0.07	0.0
6	0.80	1.25	48.56	33.78	0.0	0.87	3.36	0.0
7	0.82	1.23	50.21	42.80	0.0	1.65	9.02	0.0
8	0.83	1.20	50.46	43.40	0.0	0.25	0.60	0.0
9	0.84	1.19	64.17	46.41	0.0	13.71	3.02	0.0
10	0.85	1.18	64.18	54.12	0.0	0.00	7.70	0.0
11	0.85	1.17	65.11	58.25	0.0	0.93	4.13	0.0
12	0.87	1.15	72.29	58.45	0.0	7.18	0.20	0.0
13	0.88	1.14	74.34	59.27	0.0	2.05	0.82	0.0
14	0.88	1.14	74.55	60.36	0.0	0.21	1.09	0.0
15	0.89	1.13	75.39	60.71	0.0	0.84	0.35	0.0
16	0.90	1.11	75.40	61.27	0.0	0.01	0.56	0.0
17	0.91	1.10	81.31	69.27	0.0	5.91	8.00	0.0
18	0.91	1.10	81.51	69.28	0.0	0.20	0.01	0.0
19	0.91	1.09	82.72	69.73	0.0	1.21	0.45	0.0
20	0.92	1.09	83.58	69.96	0.0	0.86	0.23	0.0
21	0.92	1.09	83.67	71.10	0.0	0.10	1.14	0.0
22	0.92	1.09	83.67	71.12	0.0	0.00	0.02	0.0
23	0.92	1.09	83.67	71.13	0.0	0.00	0.00	0.0
24	0.92	1.09	83.68	71.16	0.0	0.01	0.03	0.0
25	0.92	1.09	83.82	71.17	0.0	0.14	0.02	0.0

26	0.92	1.09	83.82	71.18	0.0	0.00	0.00	0.0
27	0.92	1.09	83.82	71.18	0.0	0.00	0.00	0.0
28	0.92	1.09	83.82	71.19	0.0	0.00	0.01	0.0
29	0.92	1.09	83.84	71.27	0.0	0.02	0.08	0.0
30	0.92	1.09	83.84	71.28	0.0	0.00	0.01	0.0
31	0.92	1.09	83.85	71.28	0.0	0.01	0.00	0.0
32	0.92	1.09	83.88	71.28	0.0	0.03	0.00	0.0
33	0.92	1.09	83.88	71.30	0.0	0.00	0.02	0.0
34	0.92	1.09	83.88	71.31	0.0	0.00	0.02	0.0
35	0.92	1.09	83.89	71.32	0.0	0.01	0.01	0.0
36	0.92	1.09	83.89	71.33	0.0	0.00	0.00	0.0
37	0.92	1.09	83.90	71.39	0.0	0.01	0.06	0.0
38	0.92	1.09	83.91	71.40	0.0	0.00	0.01	0.0
39	0.92	1.09	83.92	71.40	0.0	0.01	0.00	0.0
40	0.92	1.09	83.92	71.41	0.0	0.00	0.00	0.0
41	0.92	1.09	83.92	71.41	0.0	0.00	0.00	0.0
42	0.92	1.09	83.92	71.41	0.0	0.00	0.00	0.0
43	0.92	1.09	83.93	71.42	0.0	0.00	0.01	0.0
44	0.92	1.09	83.93	71.43	0.0	0.00	0.01	0.0
45	0.92	1.09	83.93	71.49	0.0	0.00	0.06	0.0
46	0.92	1.09	83.93	71.49	0.0	0.01	0.00	0.0
47	0.92	1.09	83.93	71.49	0.0	0.00	0.00	0.0
48	0.92	1.09	83.94	71.49	0.0	0.00	0.00	0.0
49	0.92	1.09	83.94	71.50	0.0	0.01	0.01	0.0
50	0.92	1.08	83.94	71.51	0.0	0.00	0.01	0.0
51	0.92	1.08	83.94	71.52	0.0	0.00	0.01	0.0

52	0.92	1.08	83.94	71.52	0.0	0.00	0.00	0.0
53	0.92	1.08	83.95	71.57	0.0	0.00	0.05	0.0
54	0.92	1.08	83.96	71.57	0.0	0.01	0.00	0.0
55	0.92	1.08	83.96	71.57	0.0	0.00	0.00	0.0
56	0.92	1.08	83.96	71.58	0.0	0.00	0.01	0.0
57	0.92	1.08	83.96	71.58	0.0	0.00	0.00	0.0
58	0.92	1.08	83.96	71.60	0.0	0.00	0.02	0.0
59	0.92	1.08	83.96	71.60	0.0	0.00	0.00	0.0
60	0.92	1.08	83.96	71.61	0.0	0.00	0.01	0.0
61	0.92	1.08	83.97	71.68	0.0	0.00	0.07	0.0
62	0.92	1.08	84.02	71.70	0.0	0.05	0.02	0.0
63	0.92	1.08	84.02	71.72	0.0	0.00	0.02	0.0
64	0.92	1.08	84.02	71.73	0.0	0.00	0.01	0.0
65	0.92	1.08	84.02	71.74	0.0	0.00	0.01	0.0
66	0.92	1.08	84.02	71.74	0.0	0.00	0.00	0.0
67	0.92	1.08	84.02	71.75	0.0	0.00	0.00	0.0
68	0.92	1.08	84.03	71.75	0.0	0.01	0.00	0.0
69	0.92	1.08	84.04	71.76	0.0	0.01	0.01	0.0
70	0.92	1.08	84.04	71.80	0.0	0.00	0.03	0.0
71	0.92	1.08	84.04	71.80	0.0	0.00	0.00	0.0
72	0.92	1.08	84.04	71.80	0.0	0.00	0.00	0.0
73	0.92	1.08	84.04	71.80	0.0	0.00	0.01	0.0
74	0.92	1.08	84.04	71.81	0.0	0.00	0.00	0.0
75	0.92	1.08	84.05	71.96	0.0	0.01	0.15	0.0
76	0.92	1.08	84.07	72.03	0.0	0.02	0.08	0.0
77	0.92	1.08	84.07	72.06	0.0	0.00	0.02	0.0

78	0.92	1.08	84.07	72.08	0.0	0.00	0.03	0.0
79	0.92	1.08	84.07	72.09	0.0	0.00	0.00	0.0
80	0.92	1.08	84.08	72.09	0.0	0.01	0.01	0.0
81	0.92	1.08	84.13	72.23	0.0	0.05	0.13	0.0
82	0.92	1.08	84.13	72.23	0.0	0.00	0.00	0.0
83	0.92	1.08	84.13	72.23	0.0	0.00	0.00	0.0
84	0.93	1.08	84.13	72.26	0.0	0.00	0.03	0.0
85	0.93	1.08	84.13	72.28	0.0	0.00	0.02	0.0
86	0.93	1.08	84.13	72.28	0.0	0.00	0.00	0.0
87	0.93	1.08	84.13	72.31	0.0	0.00	0.02	0.0
88	0.93	1.08	84.14	72.33	0.0	0.00	0.02	0.0
89	0.93	1.08	84.14	72.41	0.0	0.00	0.08	0.0
90	0.93	1.08	84.14	72.41	0.0	0.00	0.00	0.0
91	0.93	1.08	84.14	72.43	0.0	0.00	0.03	0.0
92	0.93	1.08	84.15	72.57	0.0	0.01	0.13	0.0
93	0.93	1.08	84.15	72.57	0.0	0.00	0.00	0.0
94	0.93	1.08	84.15	72.62	0.0	0.00	0.05	0.0
95	0.93	1.08	84.16	72.63	0.0	0.00	0.00	0.0
96	0.93	1.08	84.19	72.65	0.0	0.03	0.03	0.0
97	0.93	1.08	84.20	72.68	0.0	0.00	0.02	0.0
98	0.93	1.08	84.20	72.69	0.0	0.01	0.01	0.0
99	0.93	1.08	84.20	72.69	0.0	0.00	0.00	0.0
100	0.93	1.08	84.20	72.70	0.0	0.00	0.01	0.0
101	0.93	1.08	84.21	72.70	0.0	0.01	0.00	0.0
102	0.93	1.08	84.21	72.70	0.0	0.01	0.00	0.0
103	0.93	1.08	84.22	72.71	0.0	0.00	0.00	0.0

104	0.93	1.08	84.22	72.71	0.0	0.01	0.00	0.0
105	0.93	1.08	84.39	78.60	0.0	0.17	5.89	0.0
106	0.93	1.08	84.39	78.60	0.0	0.00	0.00	0.0
107	0.93	1.08	84.40	78.61	0.0	0.00	0.01	0.0
108	0.93	1.08	84.40	78.62	0.0	0.00	0.01	0.0
109	0.93	1.08	84.40	78.67	0.0	0.00	0.05	0.0
110	0.93	1.07	84.40	78.68	0.0	0.00	0.01	0.0
111	0.94	1.06	84.70	78.75	0.0	0.30	0.07	0.0
112	0.95	1.06	84.72	78.80	0.0	0.02	0.05	0.0
113	0.95	1.06	84.74	78.85	0.0	0.02	0.05	0.0
114	0.95	1.06	84.75	78.85	0.0	0.01	0.01	0.0
115	0.95	1.05	84.75	78.85	0.0	0.01	0.00	0.0
116	0.95	1.05	84.82	79.11	0.0	0.06	0.26	0.0
117	0.95	1.05	84.84	79.23	0.0	0.03	0.12	0.0
118	0.95	1.05	84.88	79.28	0.0	0.04	0.05	0.0
119	0.95	1.05	84.89	79.30	0.0	0.02	0.01	0.0
120	0.95	1.05	84.92	79.32	0.0	0.03	0.03	0.0
121	0.95	1.05	85.04	79.47	0.0	0.12	0.14	0.0
122	0.95	1.05	85.05	79.47	0.0	0.01	0.00	0.0
123	0.95	1.05	85.08	79.55	0.0	0.04	0.08	0.0
124	0.95	1.05	85.19	79.57	0.0	0.10	0.02	0.0
125	0.95	1.05	85.20	79.58	0.0	0.01	0.01	0.0
126	0.95	1.05	85.20	79.59	0.0	0.00	0.01	0.0
127	0.95	1.05	85.21	79.66	0.0	0.01	0.07	0.0
128	0.95	1.05	85.33	80.18	0.0	0.12	0.52	0.0
129	0.95	1.05	85.33	80.22	0.0	0.00	0.04	0.0

130	0.96	1.05	85.33	80.23	0.0	0.00	0.01	0.0
131	0.96	1.05	85.34	80.27	0.0	0.00	0.04	0.0
132	0.96	1.05	85.35	80.28	0.0	0.02	0.01	0.0
133	0.96	1.05	85.35	80.58	0.0	0.00	0.30	0.0
134	0.96	1.05	85.36	80.59	0.0	0.00	0.00	0.0
135	0.96	1.05	85.36	80.61	0.0	0.00	0.02	0.0
136	0.96	1.05	85.38	80.66	0.0	0.02	0.05	0.0
137	0.96	1.04	85.38	80.69	0.0	0.01	0.03	0.0
138	0.96	1.04	85.39	80.86	0.0	0.00	0.17	0.0
139	0.96	1.04	85.39	80.88	0.0	0.00	0.02	0.0
140	0.96	1.04	85.39	80.88	0.0	0.00	0.00	0.0
141	0.96	1.04	85.40	80.92	0.0	0.02	0.04	0.0
142	0.96	1.04	85.42	81.20	0.0	0.02	0.28	0.0
143	0.96	1.04	85.42	81.27	0.0	0.00	0.07	0.0
144	0.96	1.04	85.43	81.27	0.0	0.00	0.00	0.0
145	0.98	1.02	86.13	81.28	0.0	0.70	0.00	0.0
146	0.99	1.01	86.14	81.28	0.0	0.00	0.00	0.0
147	1.00	1.00	86.73	81.28	0.0	0.59	0.01	0.0
148	1.00	1.00	87.17	81.30	0.0	0.44	0.01	0.0
149	1.01	0.99	87.17	81.30	0.0	0.00	0.00	0.0
150	1.02	0.98	87.17	81.30	0.0	0.00	0.00	0.0
151	1.02	0.98	87.61	81.31	0.0	0.44	0.01	0.0
152	1.02	0.98	87.62	81.31	0.0	0.01	0.00	0.0
153	1.03	0.97	87.73	81.31	0.0	0.11	0.00	0.0
154	1.03	0.97	87.74	81.32	0.0	0.00	0.00	0.0
155	1.04	0.96	87.74	81.32	0.0	0.00	0.00	0.0

156	1.04	0.96	88.18	81.35	0.0	0.44	0.03	0.0
157	1.04	0.96	88.19	81.35	0.0	0.01	0.00	0.0
158	1.05	0.95	88.20	81.35	0.0	0.00	0.00	0.0
159	1.06	0.95	88.20	81.35	0.0	0.01	0.00	0.0
160	1.06	0.95	88.27	81.35	0.0	0.07	0.00	0.0
161	1.06	0.94	88.30	81.37	0.0	0.03	0.02	0.0
162	1.06	0.94	88.35	81.41	0.0	0.05	0.04	0.0
163	1.07	0.94	88.36	81.41	0.0	0.01	0.00	0.0
164	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.16	0.07	0.0
165	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
166	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
167	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
168	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
169	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
170	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
171	1.07	0.94	88.52	81.48	0.0	0.00	0.00	0.0
172	1.07	0.93	88.52	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
173	1.07	0.93	88.52	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
174	1.07	0.93	88.52	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
175	1.07	0.93	88.52	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
176	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
177	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
178	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
179	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
180	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
181	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0

182	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
183	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
184	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
185	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
186	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
187	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
188	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
189	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
190	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
191	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
192	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
193	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
194	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
195	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
196	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
197	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
198	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
199	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
200	1.07	0.93	88.53	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
201	1.07	0.93	88.56	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
202	1.07	0.93	88.56	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
203	1.07	0.93	88.56	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
204	1.07	0.93	88.56	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
205	1.07	0.93	88.56	81.49	0.0	0.00	0.00	0.0
206	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.33	0.02	0.0
207	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0

208	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
209	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
210	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
211	1.07	0.93	88.86	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
212	1.07	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
213	1.07	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
214	1.07	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
215	1.07	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
216	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
217	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
218	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
219	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
220	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
221	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
222	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.01	0.00	0.0
223	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
224	1.08	0.93	88.87	81.51	0.0	0.00	0.00	0.0
225	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.12	0.14	0.0
226	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
227	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
228	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
229	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
230	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
231	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
232	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
233	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0

234	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
235	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
236	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
237	1.08	0.93	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
238	1.08	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
239	1.08	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
240	1.08	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
241	1.09	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
242	1.09	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
243	1.09	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
244	1.09	0.92	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
245	1.09	0.91	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
246	1.09	0.91	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
247	1.10	0.91	88.99	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
248	1.10	0.91	89.00	81.65	0.0	0.01	0.00	0.0
249	1.10	0.91	89.01	81.65	0.0	0.01	0.00	0.0
250	1.10	0.91	89.01	81.65	0.0	0.00	0.00	0.0
251	1.10	0.91	89.03	81.66	0.0	0.02	0.00	0.0
252	1.10	0.91	89.03	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
253	1.10	0.91	89.03	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
254	1.10	0.91	89.03	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
255	1.10	0.91	89.04	81.66	0.0	0.01	0.00	0.0
256	1.10	0.91	89.04	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
257	1.10	0.91	89.04	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
258	1.10	0.91	89.04	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
259	1.10	0.91	89.05	81.66	0.0	0.01	0.00	0.0

260	1.10	0.91	89.05	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
261	1.10	0.91	89.05	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
262	1.10	0.91	89.05	81.66	0.0	0.00	0.00	0.0
263	1.11	0.90	89.07	81.68	0.0	0.02	0.01	0.0
264	1.11	0.90	89.07	81.68	0.0	0.00	0.00	0.0
265	1.11	0.90	89.08	81.68	0.0	0.00	0.01	0.0
266	1.11	0.90	89.08	81.68	0.0	0.00	0.00	0.0
267	1.11	0.90	89.08	81.68	0.0	0.00	0.00	0.0
268	1.11	0.90	89.08	81.69	0.0	0.00	0.00	0.0
269	1.11	0.90	89.08	81.69	0.0	0.00	0.00	0.0
270	1.11	0.90	89.12	81.69	0.0	0.04	0.00	0.0
271	1.11	0.90	89.12	81.69	0.0	0.00	0.00	0.0
272	1.11	0.90	89.14	81.71	0.0	0.02	0.03	0.0
273	1.12	0.90	89.15	81.73	0.0	0.01	0.01	0.0
274	1.12	0.90	89.26	81.74	0.0	0.11	0.01	0.0
275	1.14	0.88	89.26	81.74	0.0	0.00	0.00	0.0
276	1.17	0.85	89.26	81.75	0.0	0.00	0.01	0.0
277	1.20	0.84	89.26	81.75	0.0	0.00	0.00	0.0
278	1.21	0.83	89.28	81.75	0.0	0.02	0.00	0.0
279	1.21	0.83	89.32	81.76	0.0	0.04	0.01	0.0
280	1.22	0.82	89.33	81.76	0.0	0.00	0.00	0.0
281	1.23	0.81	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
282	1.24	0.81	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
283	1.24	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
284	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
285	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0

286	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
287	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
288	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
289	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
290	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
291	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
292	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
293	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
294	1.25	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
295	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
296	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
297	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
298	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
299	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
300	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
301	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
302	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
303	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
304	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
305	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
306	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
307	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
308	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
309	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
310	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
311	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0

312	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
313	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
314	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
315	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
316	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
317	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
318	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
319	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
320	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
321	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
322	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
323	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
324	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
325	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
326	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
327	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
328	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
329	1.26	0.80	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
330	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
331	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
332	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
333	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
334	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
335	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
336	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
337	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0

338	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
339	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
340	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
341	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
342	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
343	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
344	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
345	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
346	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
347	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
348	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
349	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
350	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
351	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
352	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
353	1.26	0.79	89.33	81.77	0.0	0.00	0.00	0.0
354	1.26	0.79	89.33	81.78	0.0	0.00	0.01	0.0
355	1.26	0.79	89.33	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
356	1.26	0.79	89.33	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
357	1.26	0.79	89.33	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
358	1.27	0.79	89.33	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
359	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.01	0.00	0.0
360	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
361	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
362	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
363	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0

364	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
365	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
366	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
367	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
368	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
369	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
370	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
371	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
372	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
373	1.27	0.79	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
374	1.29	0.78	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
375	1.29	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
376	1.29	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
377	1.29	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
378	1.29	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
379	1.29	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
380	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
381	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
382	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
383	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
384	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
385	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
386	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
387	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
388	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
389	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0

390	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
391	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
392	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
393	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
394	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
395	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
396	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
397	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
398	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
399	1.30	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
400	1.31	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
401	1.31	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
402	1.31	0.77	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
403	1.31	0.76	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
404	1.31	0.76	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
405	1.31	0.76	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
406	1.32	0.76	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
407	1.73	0.58	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
408	1.81	0.55	89.34	81.78	0.0	0.00	0.00	0.0
409	1.84	0.54	89.45	81.82	0.0	0.11	0.03	0.0
410	1.87	0.54	89.47	81.82	0.0	0.01	0.00	0.0
411	1.91	0.52	89.48	81.84	0.0	0.01	0.02	0.0
412	1.93	0.52	89.74	81.95	0.0	0.26	0.11	0.0
413	1.98	0.51	89.86	81.98	0.0	0.12	0.04	0.0
414	2.03	0.49	90.48	82.10	0.0	0.62	0.11	0.0
415	2.29	0.44	91.30	84.51	0.0	0.83	2.42	0.0

416	2.35	0.43	91.42	85.01	0.0	0.12	0.50	0.0
417	2.38	0.42	91.53	85.34	0.0	0.11	0.33	0.0
418	2.43	0.41	91.92	85.42	0.0	0.39	0.09	0.0
419	2.45	0.41	92.37	86.83	0.0	0.45	1.41	0.0
420	2.46	0.41	92.43	86.99	0.0	0.06	0.16	0.0
421	2.54	0.39	92.76	87.98	0.0	0.33	0.99	0.0
422	2.54	0.39	92.96	88.07	0.0	0.20	0.10	0.0
423	2.56	0.39	93.44	88.16	0.0	0.48	0.09	0.0
424	2.61	0.38	93.60	88.68	0.0	0.16	0.52	0.0
425	2.64	0.38	94.11	88.91	0.0	0.51	0.22	0.0
426	2.72	0.37	94.28	89.43	0.0	0.17	0.53	0.0
427	2.77	0.36	94.57	89.53	0.0	0.28	0.10	0.0
428	2.86	0.35	95.36	89.85	0.0	0.79	0.32	0.0
429	2.97	0.34	95.57	90.40	0.0	0.21	0.55	0.0
430	3.23	0.31	96.18	90.65	0.0	0.61	0.26	0.0

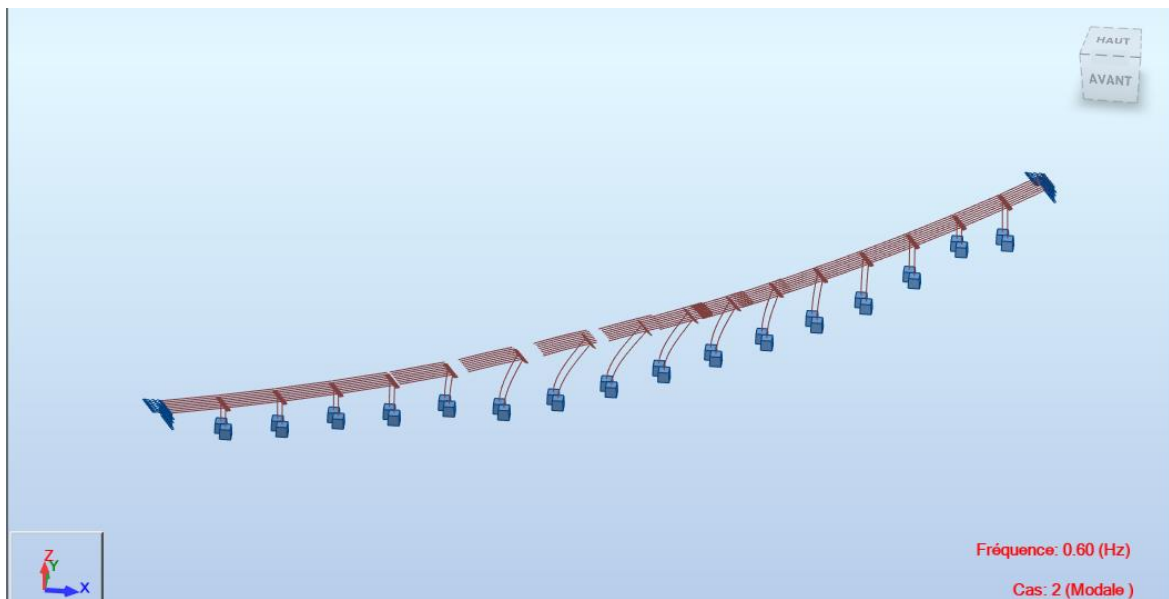


FIGURE :Déformée modal-mode propre 1

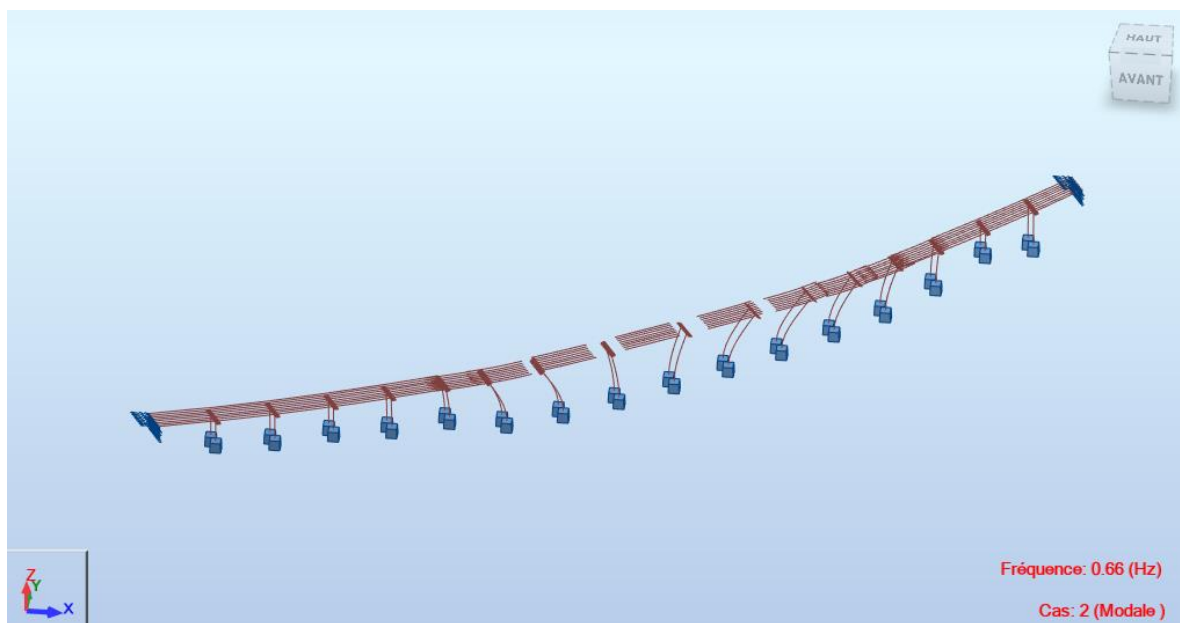


FIGURE :Déformée modal-mode propre 2

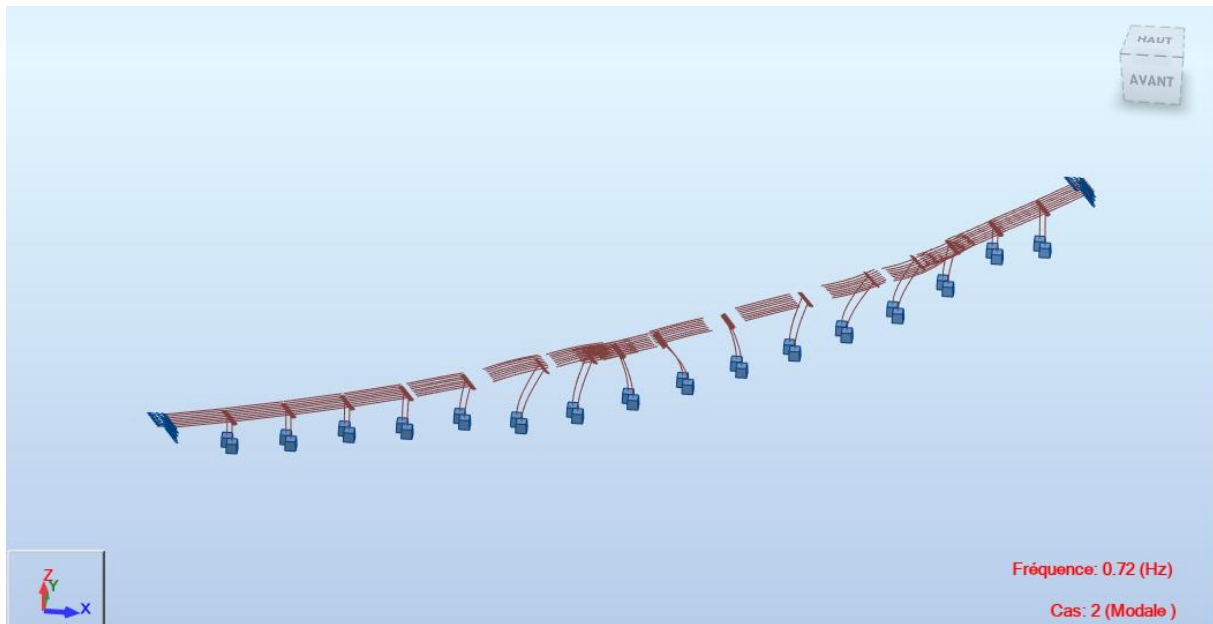


FIGURE :Déformée modal-mode propre 3

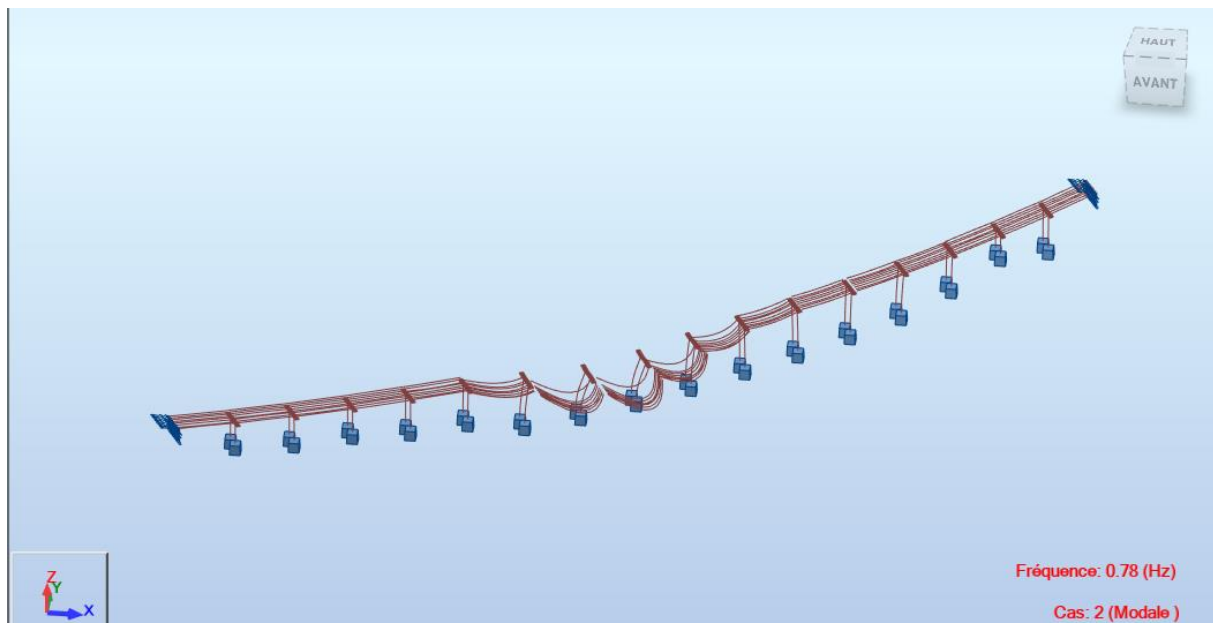


FIGURE :Déformée modal-mode propre 4

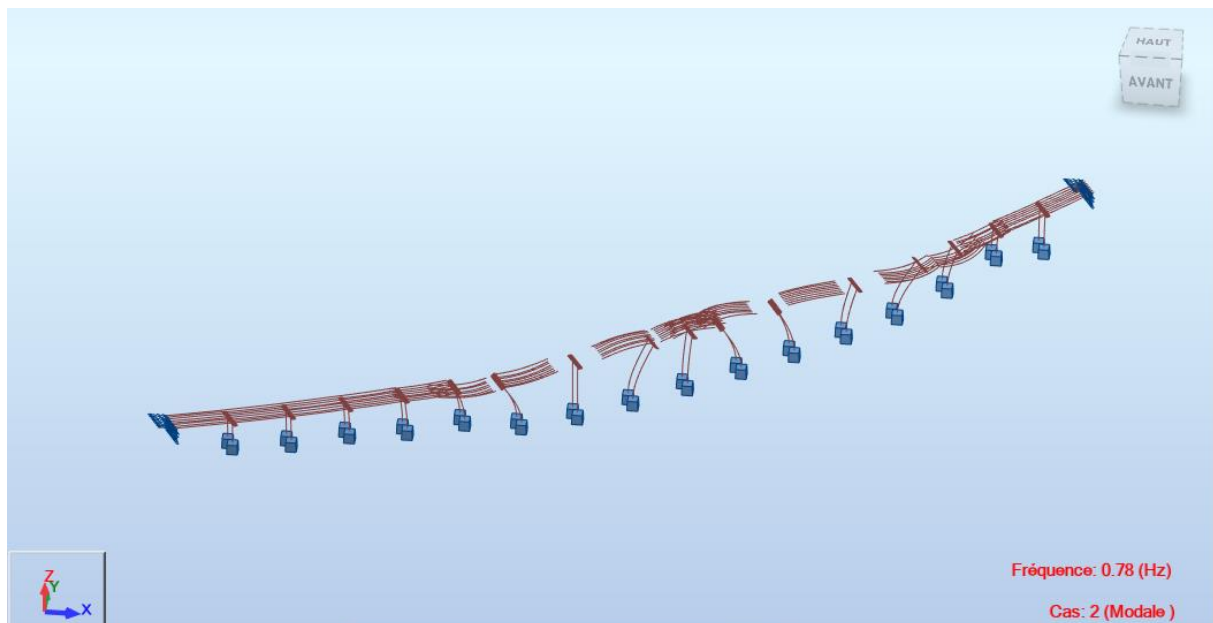


FIGURE :Déformée modal-mode propre 5

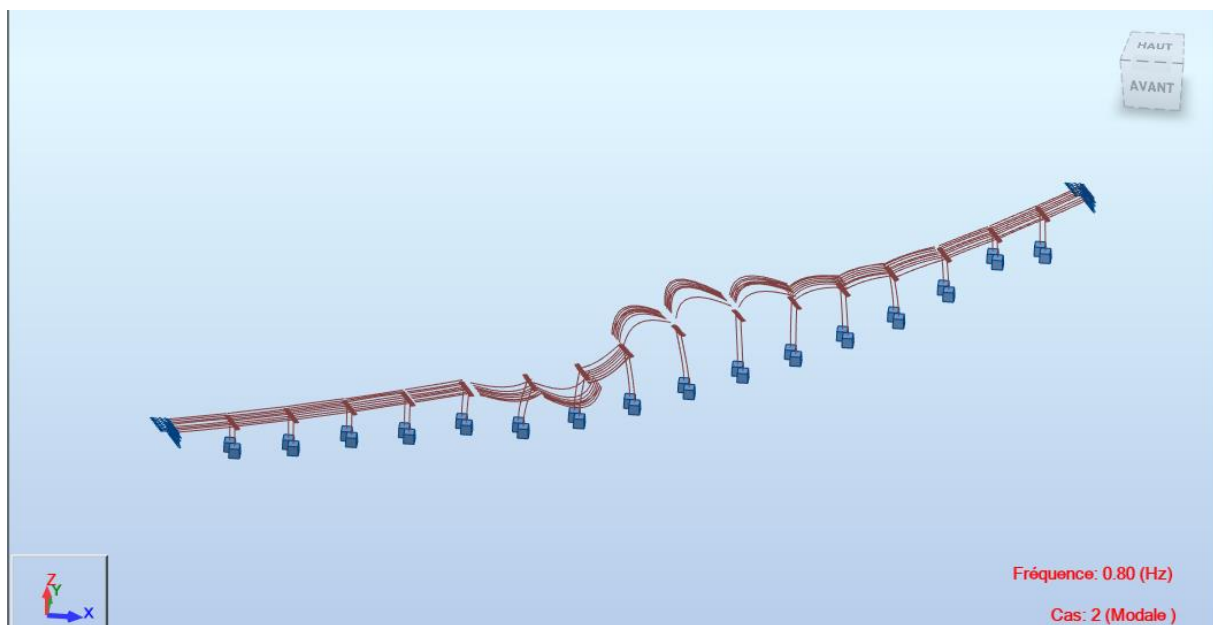


FIGURE :Déformée modal-mode propre 6

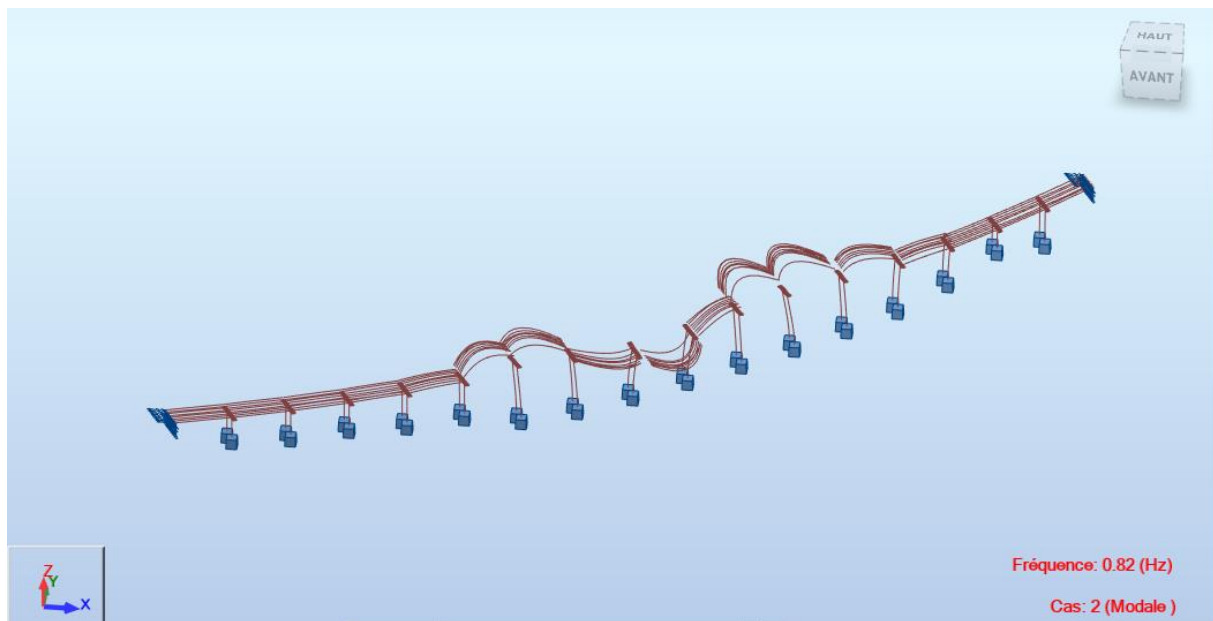


FIGURE :Déformée modal-mode propre 7

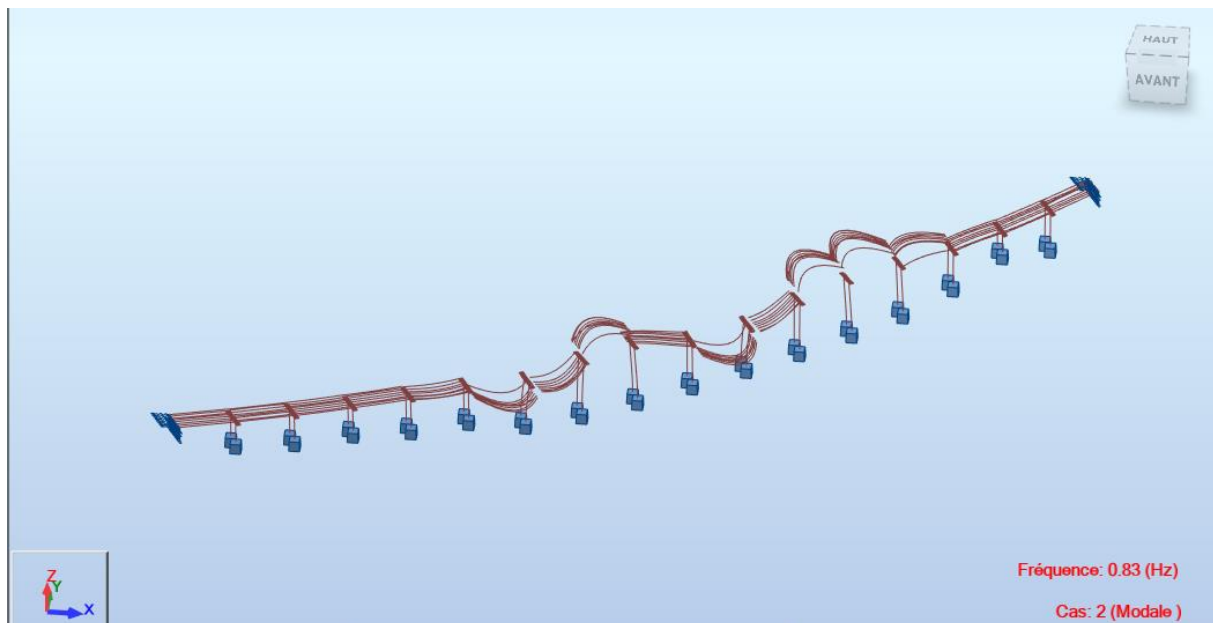


FIGURE :Déformée modal-mode propre 8

ANNEXE E : FERRAILLAGE

Ferraillage de l'entretoise

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

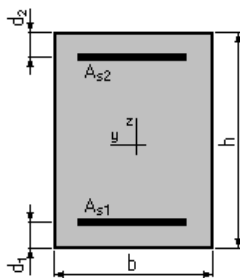
1. Hypothèses:

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:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 140,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	530,33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,43 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 530,33 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 40,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 121,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'aciertendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de l'entretoise

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

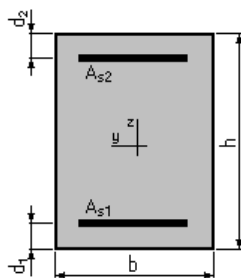
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$
 $h = 140,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	273,16	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \min} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $r = 0,22 \text{ (\%)}$
 minimum $r_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 273,16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 30,3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 124,9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $s_b = 4,8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de l'entretoise

Amateurs transversale (Calcul de Section à l'effort tranchant)

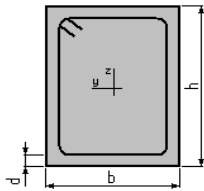
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (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 :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 140,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	693,63	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 1,7$ (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: $2\varnothing 12$

Espacement : $S_t = 32,7$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $13 + 4*25 + 1*40$ (cm)

Ferraillage de l'hourdis

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

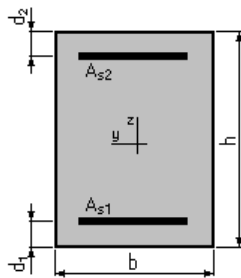
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)

M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	62,91	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,70 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,18 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 62,91 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,36 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de l'hourdis

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

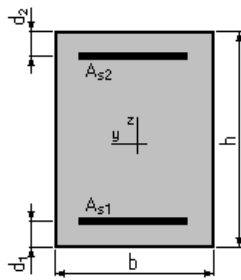
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	62,63	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,69 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,18 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 62,63 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,34 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Ferraillage de chevêtre

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

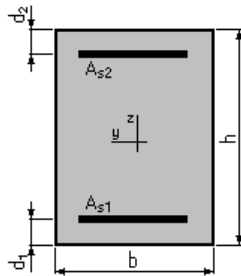
1. Hypothèses:

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:



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1902,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 56,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 35,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,16 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 1902,20 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 28,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 133,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 25,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de chevêtre

La nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

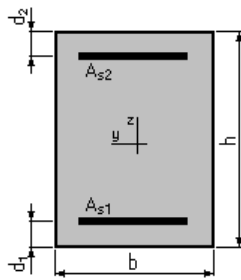
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	480,13	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 35,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,10 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 480,13 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,52

Position de l'axe neutre: $y = 22,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 135,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 6,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de cheville

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

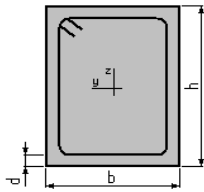
1. Hypothèses :

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 :



$b = 250,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2778,60	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 0,8$ (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 15,4$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $7 + 8*13 + 1*40$ (cm)

