République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V02/01 DU PK 2+204.65 AU PK 2+524.35 RELEVANT DE LA LIAISON AUTOROUTIERE M'SILA – 4ème ROCADE

Présenté par :

CHAMI NADJIB IBRAHIM

Encadré par :

Mr. CHAMI SAID

Mr. FEDGHOUCHE FERHAT

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Ce travail est le fruit des sacrifices qu'ils ont fait pour mon éducation et ma formation. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A mon cher frère et à mes chères sœurs qui ont été toujours présents pour moi.

A mes grands parents pour le soutien que j'ai eu de leurs parts depuis mon enfance.

A ma grande famille tant paternelle que maternelle.

A mes amis et tous qui m'ont aidé de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre et achever ce mémoire.

C’est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie chaleureusement mon cher encadreur **Mr. CHAMI SAID** pour la patience, la disponibilité et ses grands efforts au long de cette période.

Je souhaite adresser mes profonds remerciements à mon Co-encadreur **Mr. FEDGHOUCHE FERHAT** de m’avoir accordé sa confiance et accepté de m’aider.

J’exprime mes sincères remerciements à **Mr. BOUKENNA MOHAMED ZAKARIA**, mon maître de stage à la DTP Médéa, pour m'avoir accueilli et mis à disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de mon stage de fin d’études.

Un grand merci à **Mr. ELMOKRETAR MOHAMED**, consultant de MIDAS en Algérie Pour son aide et ses conseils durant cette période.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l’école pour la richesse et la qualité de leur formation et examinassions.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

ملخص

يندرج هذا العمل في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 01/02 الموجود بين النقطة الكيلومترية 2+204.65 والنقطة الكيلومترية 2+524.35 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية المسيلة والطريق الدائري الرابع.

الهيكل عبارة عن جسر طوله 314.71 م يتكون من 9 أجزاء مستقلة، يبلغ طول كل منها 35 م وعرضها 16 م. يستند سطح الجسر على عشرة دعائم، تتألف من ثمانية أعمدة وركيزتين نهائيتين.

يتضمن بقية العمل دراسة مفصلة للبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب سابقيه الإجهاد، الدراسة الزلزالية، والعناصر الهيكلية المختلفة، وهذا بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الركائز الوسطية والطرفية. سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude de viaduc 02/01 situe entre le PK 2+204.65et PK 2+524.35 relevant de la liaison autoroutière M'sila- 4ème rocade

L'ouvrage est un viaduc de 314.71 mètres de longueur, comprenant sept travées indépendantes constituées de poutres précontraintes par post-tension de 35 mètres chacune, et d'une largeur de 16 mètres. Le tablier repose sur dix appuis, composés de huit piles et de deux culées.

Ce travail se divise en deux parties principales. La première partie décrit le site du projet, présente diverses données et propose différentes variantes de conception, dont la plus avantageuse sera retenue. La deuxième partie consiste à étudier les éléments constitutifs de l'ouvrage. On commence par la superstructure, avec l'étude du tablier réalisée à l'aide de logiciels de calcul. Ensuite, l'infrastructure est étudiée, ce qui inclut le dimensionnement des appuis (culées et piles) et la vérification de leur stabilité. Cela passe par l'évaluation des charges et surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en Europe et en utilisant des logiciels de calcul.

Mots clés : conception et étude, poutre VIPP, béton précontraint par post tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract

This work falls within the scope of designing and studying Bridge 02/01 located between kilometer point 2+204.65 and kilometer point 2+524.35 as part of the project connecting the wilaya of M'sila and the fourth bypass road. The structure is a 314.71-meter-long bridge consisting of 9 separate parts, each with a length of 35 meters and a width of 16 meters. The bridge deck is supported by ten piers, comprising eight columns and two end piers.

This work is divided into two main parts. The first part describes the project site, provides diverse data, and suggests different design options, from which the most beneficial one will be selected. The second part is to study the structure and the foundation in details of the chosen alternative.

We start first by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations.

Keywords: Design and study, bridge, pre-stressed beams, earthquake, piers, substructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE…….....1

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION 2

I.2 PRESENTATION DU PROJET 2

I.2.1 Situation de Projet 2
I.2.2 Objectif de Projet 2
I.2.3 Obstacles à Franchir 2

I.3 DONNEES DE PROJET 3

I.3.1 Les Données Fonctionnelles 3
I.3.1.1 Tracé en plan 3
I.3.1.2 Profil en long 3
I.3.1.3 Profil en travers 4
I.3.2 Les Données Naturelles 4
I.3.2.1 Topographie 4
I.3.2.2 Sismicité du site 4
I.3.2.3 Température 4
I.3.2.4 Vent 4
I.3.2.5 Géotechnique 5
I.3.2.6 Hydrologie 5

I.4 CONCLUSION 5

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

II.1 INTRODUCTION 6

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 6

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP 6
II.2.1.1 Conception longitudinale 6
II.2.1.2 Conception transversale 7
II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 8
II.2.2 Variante 02 : Pont voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place 10
II.2.2.1 Conception longitudinale 10
II.2.2.2 Conception transversale 10
II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 12
II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre 14
II.2.3.1 Conception longitudinale 14
II.2.3.2 Conception transversale 14
II.2.3.3 Conception des poutres principales 15
II.2.3.4 Conception des pièces de pont 15

II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 16
II.3 ANALYSE MULTICRITERE 18
II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction 18
II.3.2 Devis quantitatif et estimatif 19
II.4 CONCLUSION 21

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

III.1 INTRODUCTION 22
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 22
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 22
III.3.1 Béton 22
III.3.2 Armatures 23
III.3.2.1 Armatures passives 23
III.3.2.2 Armatures de précontraintes : 23
III.3.3 Contraintes admissibles 23
III.3.3.1 Contraintes admissibles à la compression de Béton 23
III.3.3.2 Contraintes limites de traction des Armatures 24
III.4 EVALUATION DES ACTIONS 25
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic 25
III.4.1.1 Actions permanentes 25
III.4.1.2 Action thermique 27
III.4.2 Evaluation des Actions dues au Trafic 27
III.4.2.1 Systèmes de charges à considérer 27
III.4.2.2 Caractéristiques du pont 27
III.4.2.3 Système de charge A 28
III.4.2.4 Système de charge B 29
III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120 31
III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240 32
III.4.2.7 Charges sur trottoirs 32
III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique 32
III.4.2.9 Efforts de freinage 33
III.5 COMBINAISONS DES CHARGES 33
III.6 CONCLUSION 33

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

IV.1 INTRODUCTION 34
IV.2 CALCUL LONGITUDINAL 34
IV.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges 34
IV.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges 34

IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) » 34
IV.2.2.2 Système de charges Bc 35
IV.2.2.3 Système de chargement Br 37
IV.2.2.4 Système de chargement Bt 38
IV.2.2.5 Système de charges Mc120 39
IV.2.2.6 Système de charges D240 40
IV.2.2.7 Surcharges sur trottoir St. 41
IV.3 CALCUL TRANSVERSAL 42
IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul 42
IV.3.1.1 Largeur active b 42
IV.3.1.2 Position active des poutres 42
IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_P 42
IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle 43
IV.3.1.5 Paramètre d'entretoisement θ 43
IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise 43
IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre : 43
IV.3.1.8 Paramètre de torsion α : 44
IV.3.2 Calcul des moments fléchissants 45
IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal K_α 45
IV.3.2.2 Calcul $K_{\alpha\ moy}$ 45
IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissants réels 45
IV.3.3 Combinaisons des Charges 46
IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION) 46
IV.5 RESULTATS 47
IV.6 ETUDE COMPARATIVE 48
IV.7 CONCLUSION 48

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

V.1 INTRODUCTION 49
V.2 DONNEES DE CALCUL 49
V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 50
V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service 50
V.3.2 Détermination du nombre de câbles 50
V.3.3 Nombre de câbles à l'about 51
V.3.4 Pré-vérification de la précontrainte 51
V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 52
V.4.1 Position des Câbles 52
V.4.2 Tracé des Câbles 53
V.5 CALCUL DES PERTES 54
V.5.1 Pertes de Tension Instantanées 54

V.5.1.1 Pertes par frottement....54
V.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage....55
V.5.1.3 Perte dues au raccourcissement instantané de du béton....55
V.5.2 Pertes de Tension Différées....56
V.5.2.1 Pertes par retrait....56
V.5.2.2 Pertes par fluage....57
V.5.2.3 Pertes par relaxation....57
V.5.3 Pertes Totales....57
V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES....58
V.6.1 Sections de Vérification....58
V.6.2 Limitation des Contraintes....58
V.6.3 Justification de la poutre à l'ELS....59
V.6.3.1 Justification des contraintes normales....59
V.6.3.2 Justification des contraintes tangentielles....60
V.6.3.3 Armateurs passives des zones tendus....61
V.6.4 Justification de la poutre a ELU....61
V.6.4.1 Vérification de la non-rupture des armateurs transversales....61
V.6.4.2 Vérification de non-écrasement des bielles de béton....62
V.6.4.3 Les armatures de peau....62
V.7 CONCLUSION....63

CHAPITRE VI : Etude tablier

VI.1 INTRODUCTION....64
VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE.....64
VI.2.1 Flèche due au Poids Propre....64
VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte....64
VI.2.3 Flèche due à la Construction....65
VI.2.4 Flèche maximale à l'ELS....65
VI.2.5 Flèche Totale....65
VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE....65
VI.3.1 Principe de ferraillage....65
VI.3.2 Evaluation des efforts....66
VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise....67
VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS :....68
VI.4.1 Géométrie de l'Hourdis :....68
VI.4.2 Evaluation des efforts :....68
VI.4.3 Ferraillage de la dalle....69
VI.5 CONCLUSION....70

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

VII.1 INTRODUCTION....71

VII.2 APPAREIL D'APPUI 71
VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui 71
VII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B 71
VII.2.2.1 Aire l'appareil d'appui 71
VII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui 72
VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes 72
VII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K 73
VII.4 ETUDE SISMIQUE 74
VII.4.1 Méthode Monomodale 74
VII.4.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal 75
VII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversale 76
VII.4.1.3 Evaluation de l'effort sismique vertical 76
VII.4.2 Méthode de Spectre de Réponse 76
VII.4.2.1 Spectre de réponse de composante horizontale 77
VII.4.2.2 Spectre de réponse de composante verticale 77
VII.4.2.3 Modes significatifs 78
VII.4.2.4 Combinaison des réponses modales 78
VII.4.2.5 Combinaisons des composantes de l'action sismique 78
VII.5 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 79
VII.5.1 Resistance à la Compression 79
VII.5.2 Sécurité au Flambement 79
VII.5.3 Limitation de la Distorsion 79
VII.5.4 Condition de Non-Glissement 80
VII.6 DES D'APPUI 80
VII.6.1 Dimensionnement des Dés d'Appui 80
VII.6.2 Ferraillage de Dé d'Dppui 81
VII.7 PLOT PARASISMIQUE 81
VII.8 JOINT DE CHAUSSEE 82
VII.8.1 Calcul de souffle 82
VII.8.2 Type de joint 82
VII.9 CONCLUSION 82

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 INTRODUCTION 83
VIII.2 ETUDE DE LA PILE 83
VIII.2.1 Conception de la Pile 83
VIII.2.1.1 Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 83
VIII.2.2 Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile 84
VIII.2.2.1 Efforts statiques 84
VIII.2.2.2 Efforts sismiques 85

VIII.2.2.3 Combinaisons des efforts 85
VIII.2.3 Ferraillage des Eléments de la Pile 86
VIII.2.3.1 Ferraillage des fûts 86
VIII.2.3.2 Ferraillage de chevêtre 86
VIII.2.4 Etude de Fondation de la Pile 89
VIII.2.4.1 Etude de la semelle 89
VIII.2.4.2 Evaluations des efforts agissants sur la semelle 89
VIII.2.4.3 Nombre des pieux 89
VIII.2.4.4 Effort revenant à chaque pieu 90
VIII.2.4.5 Ferraillage de la semelle 90
VIII.2.5 Etude des Pieux 92
VIII.2.5.1 Actions sur les pieux 92
VIII.2.5.2 Ferraillage de pieux 92
VIII.3 ETUDE DE LA CULEE 93
VIII.3.1 Conception des Culées 93
VIII.3.1.1 Choix de type de culée 93
VIII.3.1.2 Prédimensionnement de la culée 93
VIII.3.2 Vérification de la Stabilité de la Culée 94
VIII.3.2.1 Evaluation des efforts agissants sur la culée 94
VIII.3.2.2 Combinaisons des efforts 95
VIII.3.2.3 Actions sur les pieux 95
VIII.3.3 Ferraillage des Eléments de la Culée 95
VIII.3.3.1 Ferraillage de mur frontal 95
VIII.3.3.2 Ferraillage de la dalle de transition 96
VIII.3.3.3 Ferraillage de mur garde grève 97
VIII.3.3.4 Ferraillage de mur en retour 98
VIII.4 CONCLUSION 100
CONCLUSION GENERALE 101
BIBLIOGRAPHIE
ANNEXES
ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D
ANNEXE E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de projet

Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire. 2
Figure I.2 : Tracé en plan V02/01. 3
Figure I.3 : Profil au long V02/01. 3
Figure I.4 : Profil en travers V02/01. 4

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. 6
Figure II.2 : Notation des dimensions. 7
Figure II.3 : Notations des dimensions. 11
Figure II.4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont. 15

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 24
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre. 25
Figure III.3 : Largeur chargeable 27
Figure III.4 : Système de chargement BC. 29
Figure III.5 : Système de charges Br. 30
Figure III.6 : Système de charges Bt. 30
Figure III.7 : Convoi Mc120. 31
Figure III.8 : Convoi exceptionnel D240. 32

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre. 34
Figure IV.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie. 34
Figure IV.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant. 35
Figure IV.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré. 36
Figure IV.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant. 37
Figure IV.6 : Surcharge Br à x = L/2. 37
Figure IV.7 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant. 38
Figure IV.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré. 38
Figure IV.9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant. 39
Figure IV.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max. 39
Figure IV.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max. 40
Figure IV.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max. 40
Figure IV.13 : Surcharges sur trottoirs. 41
Figure IV.14 : Position active des poutres. 42
Figure IV.14 : Section équivalente. 44
Figure IV.15 : Modèle de calcul. 46
Figure IV.16 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240). 47
Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELS (G + D240). 47

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte. 52
Figure V.2 : Trajectoire des câbles. 54
Figure V.3 : Sections de vérification. 58
Figure V.4 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée. 61
Figure V.5 : Ferraillage de la poutre 63

CHAPITRE VI : Etude tablier

Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre. 64
Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 64
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS. 65
Figure VI.4 : Positions des vérins. 66
Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU (Midas civil). 66
Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS. 67
Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU. 67
Figure VI.8 : Ferraillage de l'entretoise. 68
Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU (Midas Civil) 69
Figure VI.10 : Moment max de la dalle à l'ELS. 69
Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle. 70

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal. 76
Figure VII.2 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale). 77
Figure VII.3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale). 77
Figure VII.4 : Ferraillage de dé d'appui 81
Figure VII.5 : type de joint de chaussée 82

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Formes et dimensions des piles. 84
Figure VIII.2 : Ferraillage de fût. 86
Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St. 86
Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l))+1.6St. 87
Figure VIII.5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St. 87
Figure VIII.6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St. 87
Figure VIII.7 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale). 88
Figure VIII.8 : Ferraillage de la semelle. 91
Figure VIII.9 : Ferraillage du pieu. 92
Figure VIII.10 : Dimensions de la culée 93
Figure VIII.11 : Sollicitations M_{xx} et M_{yy} sur le mur en retour à l'ELS. 99
Figure VIII.12 : Ferraillage de la culée. 100

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 01. 7
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01. 8
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01. 8
Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs. 10
Tableau II.5 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. 11
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02. 12
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02. 12
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA. 15
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO. 15
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03. 16
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03. 16
Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes. 18
Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01. 19
Tableau II.14 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 02. 20
Tableau II.15 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 03. 21

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton 22
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 24
Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 24
Tableau III.4 : Poids propre d'une poutre. 25
Tableau III.5 : Poids total de tablier. 26
Tableau III.6 : Coefficient a_1. 28
Tableau III.7 : les valeurs de A(l). 28
Tableau III.8 : Les valeurs de bc 29
Tableau III.9 : Les valeurs de Bc. 30
Tableau III.10 : Les valeurs de bt. 31
Tableau III.11 : Valeurs de Bt. 31
Tableau III.12 : Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique. 32
Tableau III.13 : Valeurs de l'effort de freinage de système A. 33

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

Tableau IV.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G. 34
Tableau IV.2 : Les éléments de réduction sous A(L). 35
Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc. 35
Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc. 36
Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Br. 37
Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Br. 37
Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Bt. 38
Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Bt. 38
Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge Mc120. 39
Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120. 39
Tableau IV.11 : Effort tranchant sous charge D240. 40
Tableau IV.12 : Moment fléchissant sous charge D240. 40

Tableau IV.13 : Les efforts internes sous charge St. 41
Tableau IV.14 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges. 41
Tableau IV.15 : Valeur des positions actives des poutres. 42
Tableau IV.16 : Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU. 46
Tableau IV.17 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant..... 48

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau V.1 : Données de l'ouvrage..... 49
Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre. 49
Tableau V.3 : Caractéristiques de béton. 49
Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 12T15. 49
Tableau V.5 : Résultats logiciel. 49
Tableau V.6 : Calcul de P min. 50
Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles..... 50
Tableau V.8 : Détermination de nombre de câbles à l'about. 51
Tableau V.9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes. 51
Tableau V.10 : Résultats de vérification des contraintes. 52
Tableau V.11 : Position des câbles. 53
Tableau V.12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage..... 53
Tableau V.13 : Résultats de calcul de α, F, R, β. 54
Tableau V.14 : Valeurs des pertes dues au frottement. 55
Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage. 55
Tableau V.16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton. 56
Tableau V.17 : Valeurs des pertes par retrait de béton..... 56
Tableau V.18 : Valeurs des pertes par fluage de béton. 57
Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation. 57
Tableau V.20 : Valeurs des pertes totales. 57
Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des sections de vérification. 58
Tableau V.22 : Limitation des contraintes. 58
Tableau V.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification..... 59
Tableau V.24 : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02. 59
Tableau V.25 : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04. 60
Tableau V.26 : Effort de précontrainte. 60
Tableau V.27 : Contrainte tangentielle. 60
Tableau V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus. 61
Tableau V.29 : Détermination de l'angle βu. 62

CHAPITRE VI : Etude tablier

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise. 67
Tableau VI.2 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS..... 69
Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise. 69

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui. 72
Tableau VII.2 : Raideurs longitudinales des appuis. 73
Tableau VII.3 : Raideurs transversales des appuis. 73

Tableau VII.4 : Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 75
Tableau VII.5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui 76
Tableau VII.7 : Modes propres..... 78

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

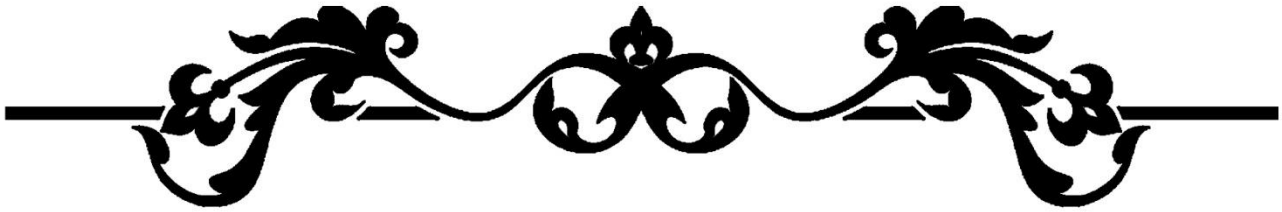
Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles. 83
Tableau VIII.2 : Vérification de flambement de la pile la plus haute. 84
Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité. 84
Tableau VIII.4 : réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fut. 85
Tableau VIII.5 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût. 85
Tableau VIII.6 : Ferraillage des fûts de la pile. 86
Tableau VIII.7 : Ferraillage de chevêtre. 87
Tableau VIII.8 : Dimensions de la semelle de la pile..... 89
Tableau VIII.9 : Efforts agissants sur la semelle. 89
Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts. 89
Tableau VIII.11 : Effort revenant à chaque pieu. 90
Tableau VIII.12 : Tableau de Warner. 92
Tableau VIII.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 93
Tableau VIII.14 : évaluation des efforts dus au poids propre. 94
Tableau VIII.15 : évaluation des efforts dus au tablier. 94
Tableau VIII.16 : Combinaisons des efforts maximales. 95
Tableau VIII.17 : Effort revenant à chaque pieu. 95
Tableau VIII.18 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal. 95
Tableau VIII.19 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal. 96
Tableau VIII.20 : Efforts agissants sur la dalle de transition. 96
Tableau VIII.21 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition. 97
Tableau VIII.23 : Valeurs de Mp/K. 98
Tableau VIII.24 : Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève. 98

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire**.**
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles**.**
HA : Haute Adhérence.
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.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

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.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient **Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est l'aboutissement de notre formation d'ingénieur. Il nous offre l'opportunité de mettre en pratique les compétences acquises au cours de ces cinq années d'études. Le choix du projet doit être en adéquation avec notre domaine professionnel tout en nous introduisant aux concepts de conception et de dimensionnement. Pour notre projet, nous avons décidé de concevoir et d'étudier un pont situé à M'sila.

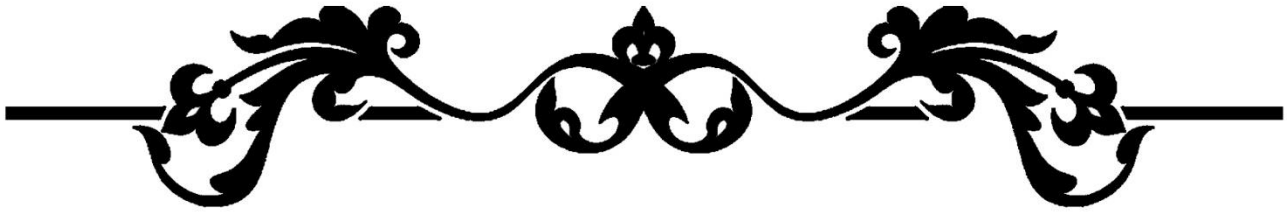
D'une manière générale, les ponts sont des structures en élévation permettant de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (comme les vallées et les cours d'eau) ainsi que des obstacles artificiels (tels que les routes et les voies ferrées). Ils sont destinés à offrir un service aux usagers. Ainsi, les ponts sont d'une utilité publique incontestable, c'est pourquoi leur réalisation fait partie des ouvrages d'art, et leur construction relève du domaine du génie civil.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

L'objectif de ce mémoire de fin d'études pour le cycle de formation d'ingénieur d'État en travaux publics est la conception et l'étude du viaduc 02/01de 320m de longueur, relevant de la liaison autoroutière M'sila-4ème rocade sur 100 km.

Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- La deuxième partie a été consacrée à l'évaluation des différentes charges et Surcharges agissant sur notre ouvrage.
- La partie qui suit fait l'objet d'une étude détaillée de la superstructure.
- La dernière partie a été consacrée à l'étude sismique et de l'infrastructure.
- Une conclusion générale qui mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET



I.1 INTRODUCTION

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent être commencées que lorsqu'on dispose d'un certain nombre de données naturelles (données de son environnement) et fonctionnelles (données de tracé routier), et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

I.2 PRESENTATION DU PROJET

I.2.1 Situation de Projet

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la Conception et l'étude du viaduc 02/01 intégré dans le projet de réalisation de la liaison autoroutière 4ème rocade-M'sila sur 100 km. Le viaduc se trouve à proximité du village de Dokkara, dans la commune de Hammam el Dhalaa s'étendant du PK 2+204.65 au PK 2+524.35.

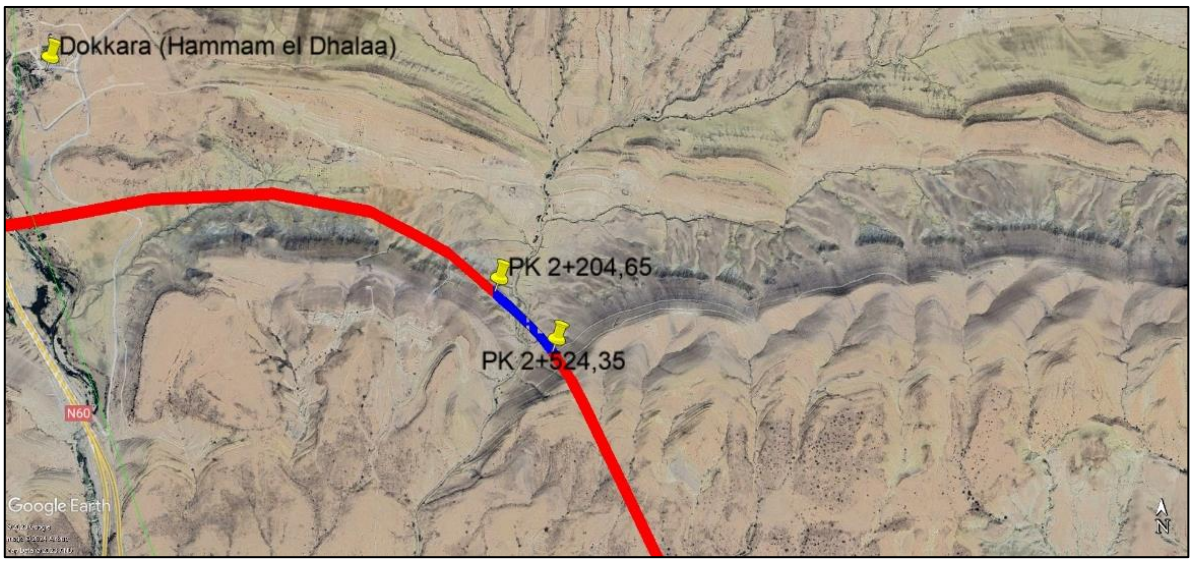


Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire.

Pour l'implantation de l'ouvrage en Google Earth, on a utilisé le logiciel Global Mapper.

I.2.2 Objectif de Projet

L'objectif principal du pont est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la liaison autoroutière, qui sont :

-Relier M'sila à la 4ème Rocade.
- Assurer un aménagement équilibré et rationnel de territoire.
- Rompre l'isolement de nombreux petits villages.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.

I.2.3 Obstacles à Franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage est un oued à écoulement temporaire.

I.3 DONNEES DE PROJET

I.3.1 Les Données Fonctionnelles

I.3.1.1 Tracé en plan

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

- Du PK 2+204.65 au PK 2+388.33 : Clothoïde de paramètre A= 147.67m et de L= 183.68m.
- Du PK 2+388.33 au PK 2+524.35 : Arc de rayon R= 1 200m et de longueur L= 136.02m.

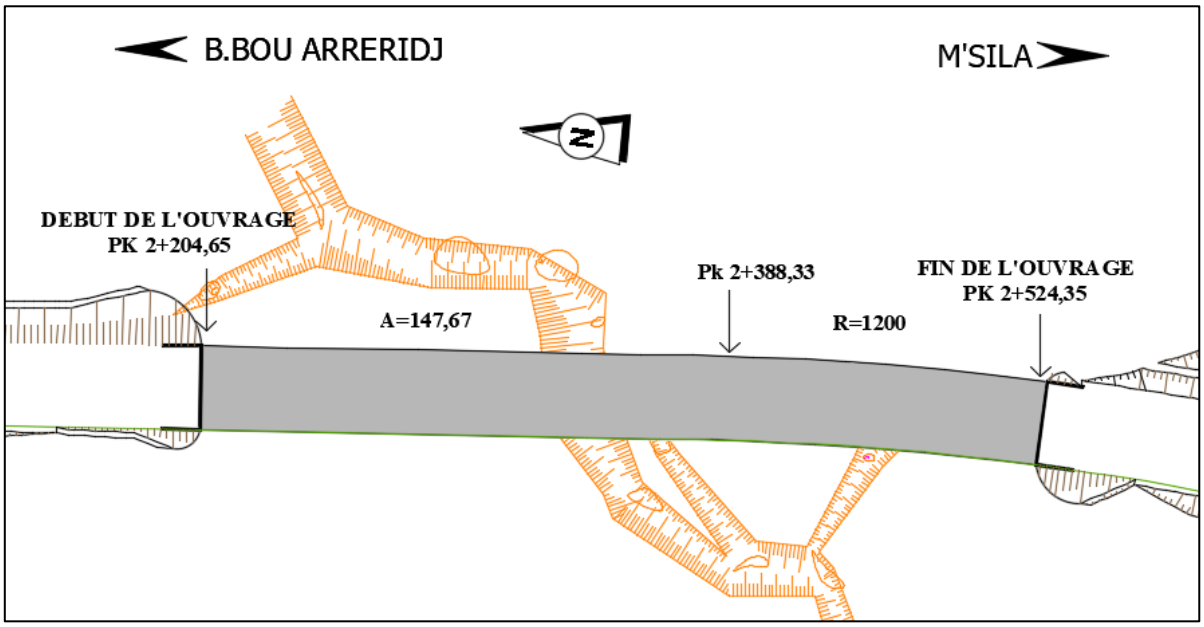


Figure I.2 : Tracé en plan V02/01.

I.3.1.2 Profil en long

L'axe de roulement présente longitudinalement :

- De PK 2+204.65 au PK 2+457.00 : un rayon concave de 4 500 m.
- De PK 2+457.00 au PK 2+524.35 : un rayon convexe de 12 500 m.
- La dénivelé maximale entre la ligne de projet et le terrain naturel est 18.54 m.

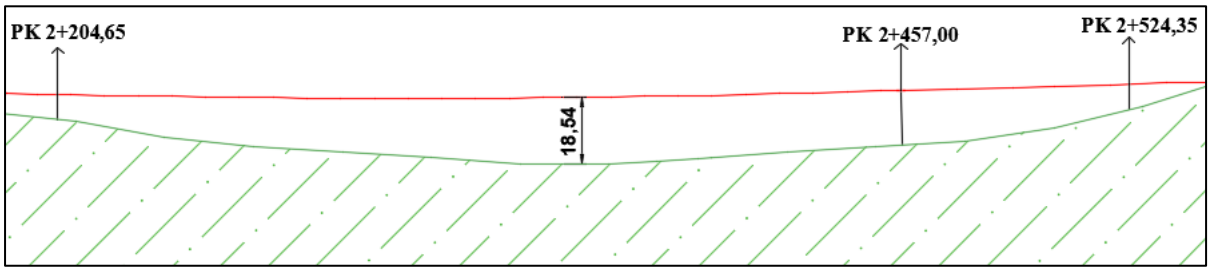


Figure I.3 : Profil au long V02/01.

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissants la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale du tablier est 16 m, comprend :

- Trois voies de circulation de 3.5 m de largeur chacun.
- Une bande d'arrêt d'urgence BAU de 2,5m de largeur.
- Une surlargeur de 1m.
- Deux glissières de sécurité.
- Un garde-corps.

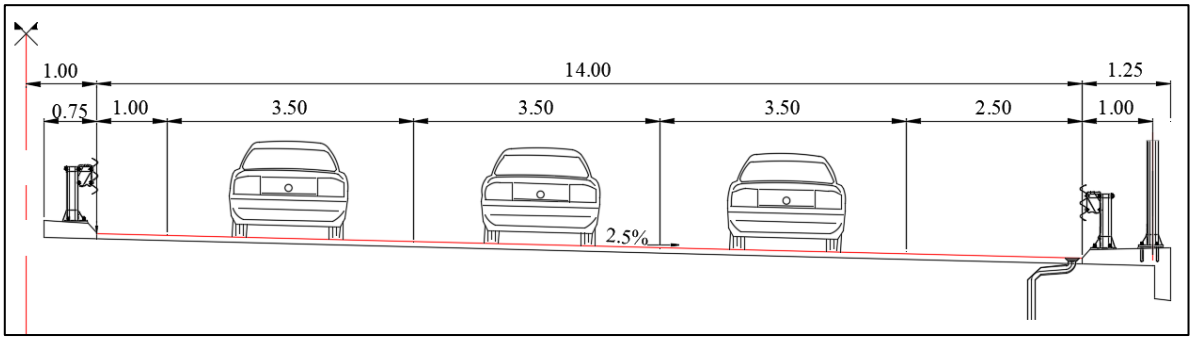


Figure I.4 : Profil en travers V02/01.

I.3.2 Les Données Naturelles

I.3.2.1 Topographie

Il est nécessaire d'avoir un levé topographique ainsi qu'un plan du site indiquant les accès possibles et les espaces disponibles pour les installations du chantier, les zones de stockage …etc. Il est important de noter que la région d'étude présente un relief peux montagneux.

I.3.2.2 Sismicité du site

Selon RPOA 2008, M'sila est une zone de faible sismicité (Zone I). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A = 0.12 [selon RPOA, tableau 3.1].

I.3.2.3 Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des ponts elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.
- En hiver la région connaît une moyenne de 14°C la journée et 3°C la nuit.
- M'sila, durant la saison d'été, a une moyenne de 38°C la journée et 23°C la nuit.

I.3.2.4 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.

I.3.2.5 Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Un programme géotechnique a été défini par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est. Les différents essais réalisés in situ sont les suivants :

- **Essai de sondage carotté :**

Des piézomètres ont été installés dans un grand nombre de sondages afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique au repos et d'observer des éventuelles fluctuations dans le temps. Cet essai est réalisé à une profondeur de 20 m.

- **Essai pressiométrique :**

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage, jusqu'à la rupture il permet par conséquence d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage « EM », et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite « Pl » correspondant à la rupture du forage.

Les résultats détaillés des essais sont disponibles dans **l'annexe A.**

I.3.2.6 Hydrologie

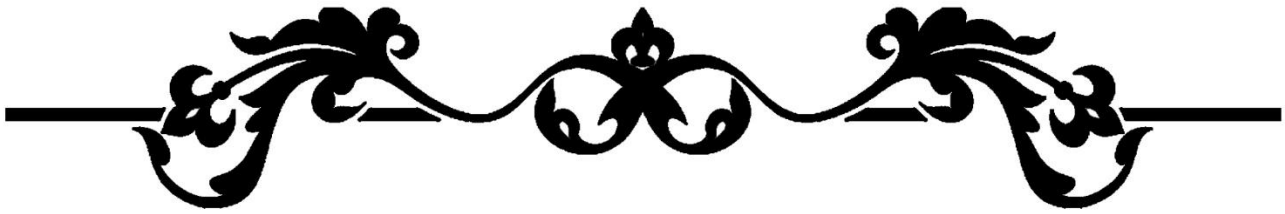
Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique.

Pour notre ouvrage, les cours d'eau franchis ont un débit faible.

I.4 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on conclut qu'il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, son implantation et ses caractéristiques, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, la géotechnique et les conditions climatiques), afin d'assurer une bonne conception de l'ouvrage et par la suite une bonne étude.



Chapitre II

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont nécessite une approche technico-économique équilibrée, prenant en compte les contraintes naturelles et fonctionnelles tout en préservant l'aspect architectural pour assurer une intégration optimale. L'ingénieur concepteur doit trouver une solution à la fois économique et innovante. À cette fin, il est encouragé à organiser toutes les informations de manière chronologique afin de développer une solution répondant à toutes les exigences. Dans notre cas, plusieurs variantes peuvent être envisagées et le choix du type de pont découle d'une analyse de plusieurs critères. Parmi les critères de sélection figurent :

- le domaine de la portée.
- l'élancement possible.
- les contraintes de profil au long.
- les conditions topographiques et géotechnique.
- le bilan économique coût de l'ossature + coût des appuis.
- l'esthétique.

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

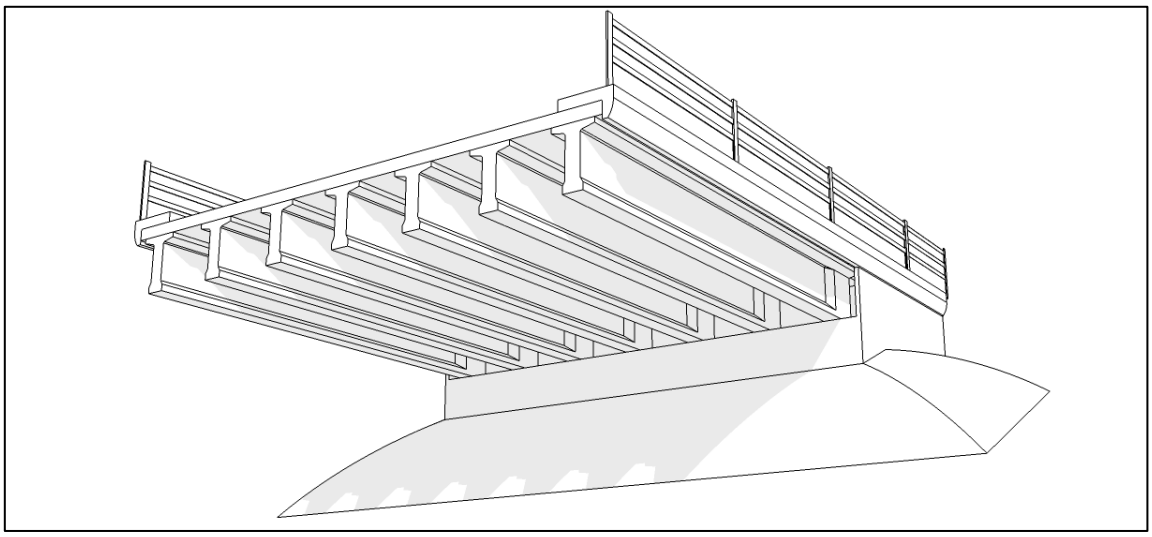


Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.1.1 Conception longitudinale

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Pour cette variante, on propose une variante composée de 9 travées de 35 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 315 m.

II.2.1.2 Conception transversale

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

Tableau II.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 01.

Elément	Ration usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	25 - 40	35
La hauteur totale du tablier	$L/20 < Ht < L/17$	2.05 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.8 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	1.825 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.10 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	14.6 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	9 poutres
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140 \text{ cm}^2$

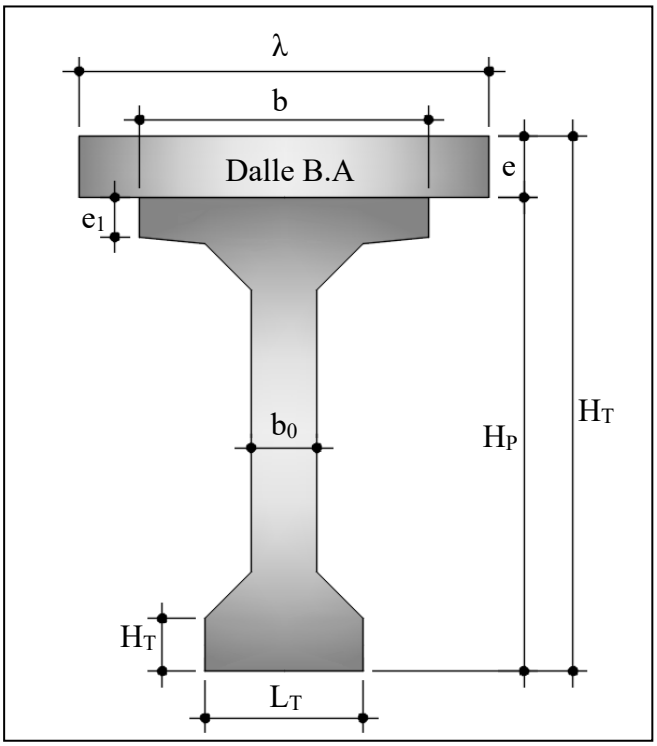
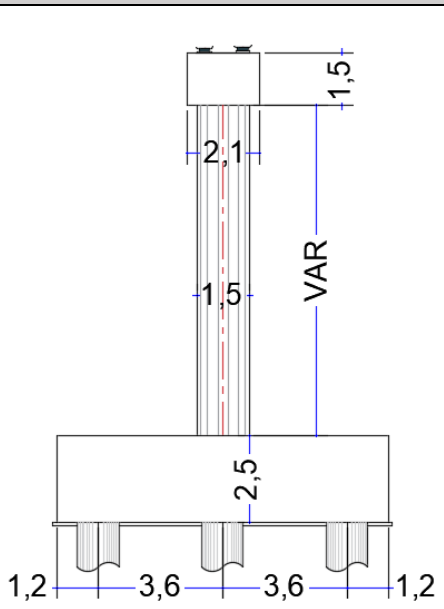


Figure II.2 : Notation des dimensions.

II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

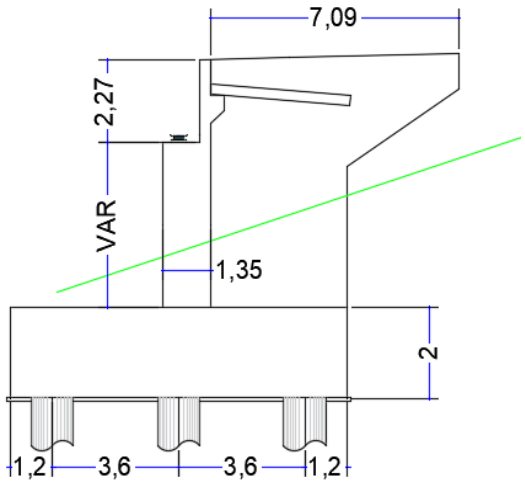
❖ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA**

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	2.1	
	Longueur	16	
	Hauteur	1.5	
Fûts	Diamètre	1.5	
	Nombre	3	
	Hauteur	7.90 à 15.71 m	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	15	

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

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	4.95 – 4.25	
	Longueur	16	
	Épaisseur	1.35	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.27	
	Épaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	15	

II.2.2 Variante 02 : Pont voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place

Cette technique consiste à construire un pont par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent, selon la méthode d'exécution choisie. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

II.2.2.1 Conception longitudinale

- **Implantation des appuis**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de Quatre (04) travées principales de 61 m et de deux (2) travées de rive de 40.3 m (66% de la travée principale). Donc la longueur totale du pont égale à 324.6 m. Et en ajoutant 0.8 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 326.2 m de longueur.

- **Découpage des voussoirs**

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

Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type des voussoirs	Ratio usuel (m)	Valeur retenu (m)	Nombre
Voussoirs sur piles	7 à 10	7	5
Voussoirs de clavages	1.5 à 3	2.4	6
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4.3	60
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L	9.4	2

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de **73** voussoirs.

II.2.2.2 Conception transversale

Comme la largeur de tablier est inférieure à 20 mètres, la solution la plus abordable d'opter pour un caisson à section fermée. On peut voir son pré-dimensionnement dans le tableau ci-dessous, qui repose sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint réalisés par encorbellements successifs) :

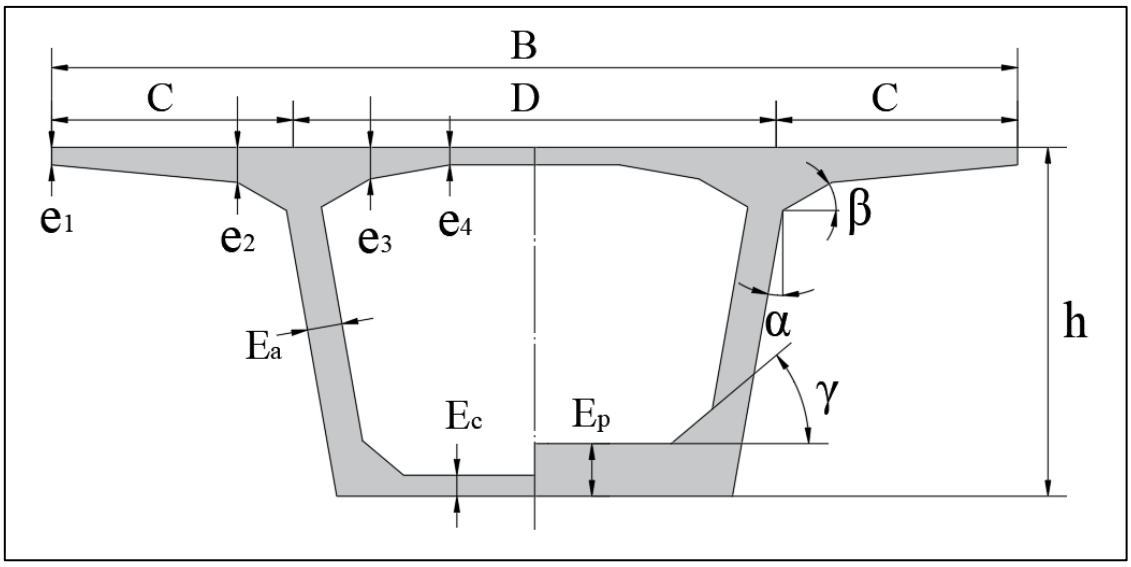


Figure II.3 : Notations des dimensions.

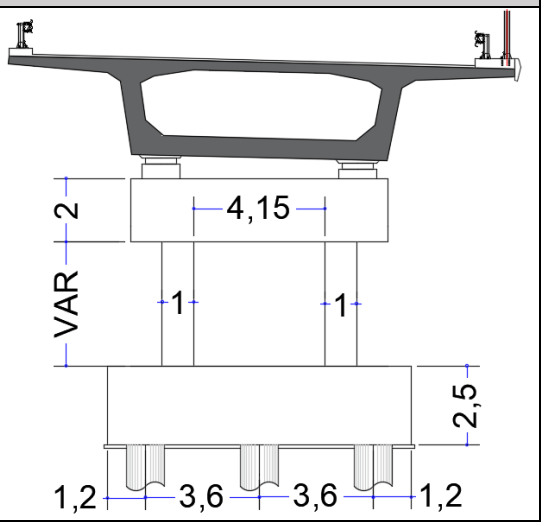
Tableau II.5 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1 600 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	400 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	800 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 20$ ou 25 cm	25 cm
	e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	50 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2$-10 et $e_3 > 1.5e_4$)	50 cm
	e_4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	30 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	22.22% (10°)
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$	40°
Loi de variation (Parabolique)		$y(x) = yp - 2 \times (yp - yc) \times \frac{x}{l} + (yp - yc).(\frac{x}{l})^2$	
Longueur de travée		L = 61m	
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	300 cm
Epaisseur de l'âme	Sur pile	$Ea \geq 26 + L/500$	60 cm
	A la clef	$Ea \geq 26 + L/500$	40 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq Ep \leq 80$ cm	60 cm
	A la clef	$Ec \geq$ 22 cm	30 cm

II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

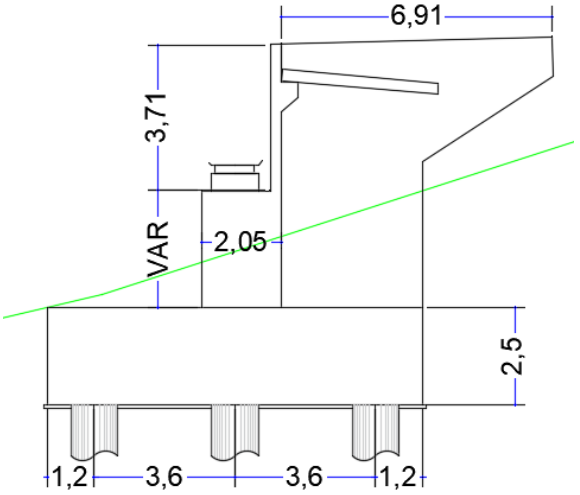
❖ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Tète de Pile	Largeur	8.15	
	Longueur	5	
	Hauteur	2	
Pile	Epaisseur	1	
	Hauteur	6.22 à 13.65	
	Largeur	6.15	
	Longueur	5	
Semelle	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	9	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	15	

❖ **Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA :**

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	2.51 et 3	
	Longueur	16	
	Épaisseur	2.05	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.77	
	Épaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	15	

II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres se composent de profilés métalliques continus conçus pour résister à la flexion longitudinale, qui sont solidement reliés par des entretoises. Ces entretoises servent à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion. Elles supportent également une dalle en béton armé, connectée aux semelles supérieures des poutres par des connecteurs.

Les ouvrages mixtes à poutres ont généralement des portées allant de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 m à 90 m pour les travées indépendantes.

Les ponts mixtes en caissons sont préférables pour les ouvrages très élancés ou très courbés tandis que les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés pour les ouvrages très larges et peu longs. Le choix d'une bipoutre est donc justifié, car c'est également l'option la plus économique.

II.2.3.1 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 320 m. Donc on projette 4 travées principales de **60 m** (L) et deux travées de rives de **40 m** (0.67 L).

II.2.3.2 Conception transversale

Le tablier est assez large (> 12 m), alors la dalle est appuyée longitudinalement aux deux poutres et transversalement à des **pièces de pont** espacées de **4 m**.

On opte pour la largeur d'encorbellement **a = 2 m**, d'où l'entraxe des poutres **b = 12 m**.

- **L'épaisseur de la dalle**

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit **e = 25 cm**.

- **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

On opte pour un goujon de diamètre d = 22 mm ($16 \leq d \leq 22$ mm), et de hauteur h = 150 mm ($h > 4d$) disposés en 5 files espacés transversalement de e_t = 150 mm ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement e_l = 125 mm ($5d < e_l < 80$ cm).

- **Choix de la nuance d'acier**

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

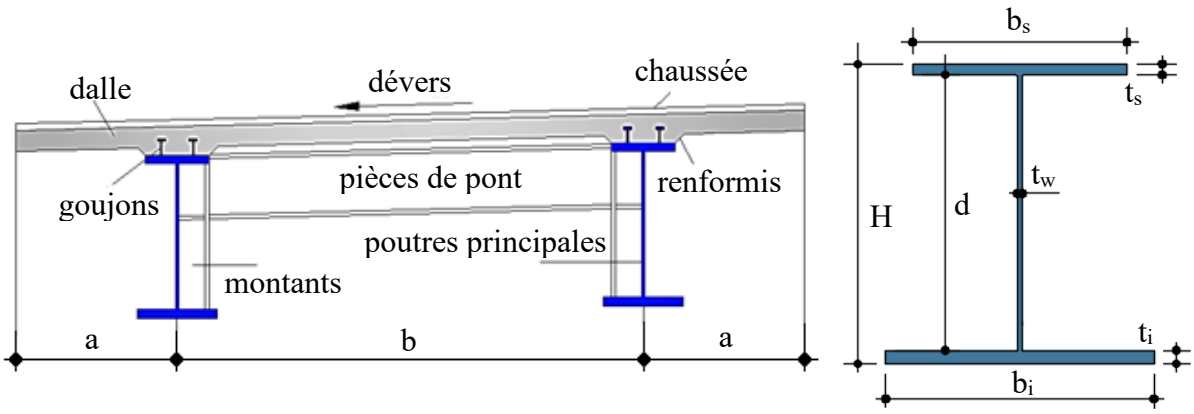


Figure II.4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

II.2.3.3 Conception des poutres principales

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)		
Hauteur de la poutre	H = L/28	2 200		
Largeur de la Semelle sup	400 mm ≤ bs ≤ 800 mm	800		
Largeur de la Semelle inf	500 mm ≤ bi ≤ 12 00 mm	1 000		
La variation des épaisseurs	2 à 4 tronçons successifs d'épaisseurs différentes variant vers l'intérieur de la poutre	T1	T2	T3
Longueur des tronçon	Lmin = 5 m et Lmoy ≈ 20 m	20 000	8 000	24 000
Epaisseur de la semelle sup	20 ≤ ts ≤ 150 et bs/ts ≤ 21 à 22	40	50	60
Epaisseur de la semelle inf	20 ≤ ti ≤ 150 et bi/ti ≤ 21 à 22	50	60	70
Hauteur de l'âme	d = H – ts – ti	2 110	2 090	2 070
Epaisseur de l'âme	d/tw ≤ 200 et tw ≥ 12 mm	20	25	30

II.2.3.4 Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales et en résistant aux efforts de torsion.

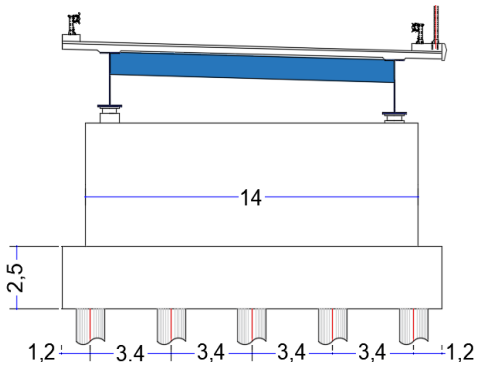
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de l'âme	10 mm ≤ tw ≤ 12 mm	12
Hauteur de l'âme	L_{pp} / 15 ≤ d ≤ L_{pp} /10 (L_{pp} =12m)	860
Largeur de la semelle	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	300
Epaisseur de la semelle	t_f ≈ 20 mm	20
Hauteur totale	H_{pp} = d + 2 × t_f	900

II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

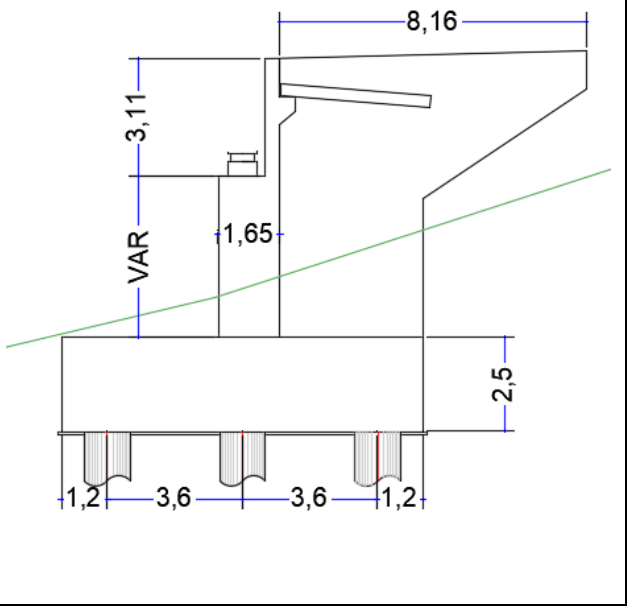
❖ **Pré-dimensionnement des piles :**

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Largeur	1.5	
	Longueur	14	
	Hauteur	8.37 à 16	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	15	

❖ **Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :**

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	3.54	
		4.29	
	Longueur	16	
	Épaisseur	1.65	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.1	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	16	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	15	

II.3 ANALYSE MULTICRITERE

II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation) économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements).

Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres Précontraintes de type VIPP	**1**- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2**- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3**- Une bonne réutilisation des coffrages **4**- coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6**- Leur fonctionnement isostatique d'où L'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1**- La multiplication du nombre des appui qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2**- La difficulté de franchir en courbe **3**- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4**- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5**- Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	**1**- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. **2**- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3**- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **4**- Franchir des vallées très profondes **5**- Réduction et meilleure utilisation des Coffrages. **6**- La facilité de franchir en courbe.	**1**- Le poids est très important. **2**- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. **3**- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4**- La difficulté de coulage sur place
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	**1**- La possibilité de franchir des grandes portées. **2**- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**- La rapidité de l'exécution	**1**-La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2**- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3**- Un coût très élevé. **4**- Entretien périodique. **5**- Dépense de transport et de levage des pièces. **6**- Sensibilité au gradient thermique.

II.3.2 Devis quantitatif et estimatif

Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01.

N°	DESIGNATIONS	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 01 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 800	55 000.00	99 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	5 400	2 500.00	13 500 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	120	16 000.00	1 920 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	120	3 700.00	444 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					116 384 000.00
Partie 02 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	167.5	10 500.00	1 758 750.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	3 840	17 000.00	65 280 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	850	18 000.00	153 000 00.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	360	18 000.00	6 480 000 .00
2.5	Béton RN 35 pour poutres en Béton précontraint préfabriquées+ hourdis + entretoises	m3	3 525	25 000.00	88 125 000.00
Total					176 943 750.00
Partie 03 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	656	106 000.00	69 536 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	600	106 000.00	63 600 000.00
3.3	Acier de précontrainte par posttension pour les poutres	t	89	380 000.00	33 820 000.00
Total					166 956 000.00
TOTAL HORS TAXES			460 283 750.00		
T V A 19 %			87 453 913.00		
TOTAL EN TTC			**547 737 663.00**		

Tableau II.14 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 02.

N	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 035	55 000.00	56 925 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3 105	2 500.00	7 762 500.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	69	16 000.00	1 104 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	69	3 700.00	255 300.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					67 566 800.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	115	10 500.00	1 207 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	2 688	17 000.00	45 696 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	1 546	18 000.00	27 828 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	375	18 000.00	6 750 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m3	3 583	35 000.00	125 405 000.00
Total					206 886 500.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	600	106 000.00	63 600 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	t	610	106 000.00	64 660 000.00
3.3	Acier de précontraint par posttension pour voussoirs	t	180	450 000.00	81 000 000.00
Total					209 260 000.00
TOTAL HORS TAXES			483 713 300.00		
T V A 19 %			91 905 527.00		
TOTAL EN TTC			**575 618 827.00**		

Tableau II.15 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 03.

N	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1575	55 000.00	86 625 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	4725	2 500.00	11 812 500.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	105	16 000.00	1 680 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	105	3 700.00	388 500.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm	m3	120	10 500.00	1 260 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m3	2688	17 000.00	45 696 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	1301	18 000.00	23 418 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	402	18 000.00	7 236 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	m3	1280	25 000.00	32 000 000.00
Total					109 610 000.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	571	106 000.00	60 526 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	256	106 000.00	27 136 000.00
3.3	Acier charpente métallique	t	900	480 000.00	432 000 000.00
Total					519 662 000.00
TOTAL HORS TAXES			731 298 000.00		
T V A 19 %			138 946 620.00		
TOTAL EN TTC			**870 244 620.00**		

II.4 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

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre vise à établir les caractéristiques des matériaux de construction employés ainsi que les hypothèses de calcul conformément aux normes. De plus, il convient d'évaluer les charges et les surcharges qui seront supportées par l'ouvrage pendant sa construction et sa mise en service.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera fait conformément aux règles appliquées en Algérie :

1) Règles B.A.E.L.91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
2) Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte.
3) RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4) RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5) Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6) Guides SETRA 2003

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La conception fait partie des conditions qui influe le choix des matériaux de construction de l'ouvrage soit béton, acier passif ou acier actif.

III.3.1 Béton

- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$
- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
Densité de BA (KN/m^3)	25	25
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
E_{ij} (MPa)	35 981.73	33 000.00
E_{vj} (MPa)	12 102.95	11 100.00

III.3.2 Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage en béton précontraint sont de deux natures différentes :

-Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
-Les aciers actifs : pour les efforts de flexion.

III.3.2.1 Armatures passives

Des barres d'acier à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

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

III.3.2.2 Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes (câbles Freyssinet) sont constituées de câble 12T15.

- Résistance ultime (contrainte de rupture garantie) : $f$prg = 1 770 MPa (classe de résistance 1770 MPa)
- Limite élastique conventionnelle à 0.1% : $f$peg = 1 593 MPa
- Module d'élasticité : Ep = 190 000 MPa
- Diamètre d'un toron T15 : 15.3 mm
- Section droite d'un toron T15 : Ap 1toron = 140 mm²
- Section d'un câble : Ap = 1 680 mm²
- Diamètre de la gaine : Φ = 80 mm
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5%
- Coefficient de Recul d'ancrage g = 6 mm

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Contraintes admissibles à la compression de Béton

- à l'ELU : $f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$
- à l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.00 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.90 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b = 1.5	19.83	15.3	γb = 1.5, Situation durable
		γ_b = 1.15	25.87	19.96	γb = 1.5, S-transitoire
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2	γb = 1.15, S-accidentelle

III.3.3.2 Contraintes limites de traction des Armatures

❖ **Aciers Passifs**

Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable /transitoire : γ_s = 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle : γ_s = 1	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{\frac{1}{2} f_e ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}; n = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0{,}4\, f_e ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}; n = 1.6$		200	200

❖ **Aciers Actifs**

La classe de justification de la précontrainte la plus courante est la **Classe II**. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

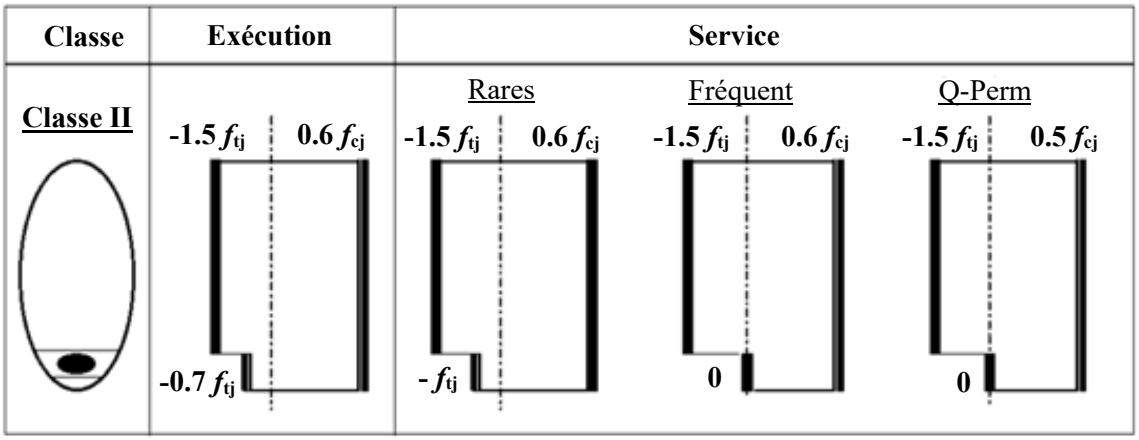


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Actions hors Traffic
- Actions dues au Traffic.

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements.

❖ **Les éléments porteurs (Cp)**

- **Poids des poutres**

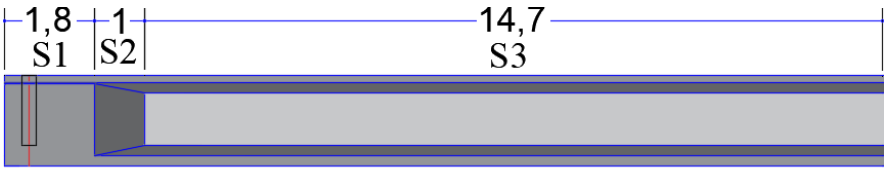


Figure III. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.**

Le poids d'une poutre est :

$$\text{Poids}_{\text{poutre}} = \text{volume}_{\text{poutre}} \times \text{poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

Tableau III.4 : Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m^2)	L (m)	V (m^3)	P (KN)
Section d'about	1.161	2× 1.8	4.18	104.5
Section intermédiaire	0.895	2× 1	1.79	44.75
Section médiane	0.726	2× 14.7	21.33	533.25
Total	/	35	28.93	682.5

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$\text{Poids}_{\text{poutres}} = 682.5 \times 9 = 6\,142.50 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$G_{\text{poutres}} = \frac{6142.50}{35} = 175.50 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est 0.25 m et la Largeur de la dalle est 16 m, donc :

$$G_{\text{Dalle}} = 0.25 \times 16 \times 25 = 100 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de l'entretoise**

$$\text{Poids}_{\text{Entretoises}} = 2 \times \text{Volume}_{\text{Entretoises}} \times \text{Poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

$$\text{Volume}_{\text{Entretoise}} = 0.42 \times 1.225 \times 8 = 4.116\ \text{m}^3$$

$$\text{Poids}_{\text{Entretoises}} = 2 \times 4.116 \times 25 = 205.8\ \text{KN}$$

❖ **Les compléments des charges permanentes (CCP)**

- **Poids des trottoirs**

$$G_{\text{trottoirs}} = S \times \text{Poids volumique}_{\text{BA}} = (0.369 + 0.202) \times 25 = 14.28\ \text{KN/ml}$$

- **Poids du revêtement**

$$G_{\text{revêtement}} = \text{Epaisseur}_{\text{rev}} \times \text{largeur roulable} \times \text{poid volumique}_{\text{rev}}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 14 \times 24 = 26.88\ \text{KN/ml}$$

- **Poids des corniches**

$$G_{\text{corniche}} = \text{Surface}_{\text{corniche}} \times \text{Poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

$$G_{\text{corniche}} = 0.1047 \times 25 = 2.62\ \text{KN/ml}$$

- **Poids des glissières**

$$G_{\text{glissieres}} = 2 \times 0.6 = 1.2\ \text{KN/ml}$$

- **Poids de Garde-corps**

$$G_{\text{Garde-corps}} = 1\text{KN/ml}$$

Tableau III.5 : Poids total de tablier.

Charges		Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Cp	Poutres	175.50	6 142.50
	Dalle	100.00	3 500.00
	Entretoise	/	205.80
CCP	Trottoirs	14.28	499.80
	Revêtement	26.88	940.80
	Corniches	2.62	91.70
	Glissières	1.20	42.00
	Garde-corps	1.00	35.00
G (une seule travée)		321.48	11 457.6
G (9 travées)		103 118.4 KN	

III.4.1.2 Action thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation « linéaire » de température sur la hauteur de la section. Selon RCPR (tableau 3.2) $\Delta\theta = \pm 7°C$ pour un ouvrage en béton en service.

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (Climat tempérée).

III.4.2 Evaluation des Actions dues au Trafic

III.4.2.1 Systèmes de charges à considérer

Selon le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

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

III.4.2.2 Caractéristiques du pont

❖ **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue où bordures. Pour notre pont routier **Lr = 14m**

❖ **Largeur chargeable :**

Elle est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

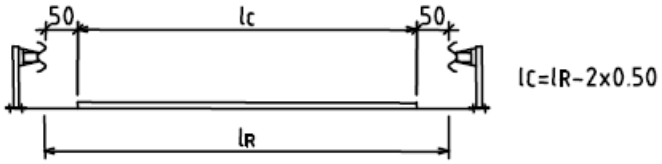


Figure III.3 : Largeur chargeable

Lc = 14 - (2 × 0.5) = **13 m**

❖ **Nombre de voies**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largueur chargeable :

N = (Lc/3) = [13/3] = 4 voies.

❖ **La largeur de voies**

Lv = Lc/N = 13/4 = 3.25 m.

❖ **Classe du pont**

Notre pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieure à 7 m. Donc selon RCPR la classe de notre pont est la première classe.

III.4.2.3 Système de charge A

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}; \quad A = a_1 \times a_2 \times A(L); \quad A_1 = \max\left\{ \begin{matrix} a_1\, A(L) \\ 4 - 0.002L \end{matrix} \right\} \ (KN/m^2)$$

L : la longueur chargée du tablier (m). Donc :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{35+12} = 9.96\ KN/m^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a_1.

Tableau III.6 : Coefficient a_1.

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

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et v_0 = 3.50 m. d'où a_2 = 1.07

- **Une voie chargée**

$A_{1V} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times$ Largeur chargée $= 9.96 \times 1 \times 1.07 \times 3.25 = 34.63\ KN/ml$

- **Deux voies chargées**

$A_{2V} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times$ Largeur chargée $= 9.96 \times 1 \times 1.07 \times 6.5 = 69.27\ KN/ml$

- **Trois voies chargées**

$A_{3V} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times$ Largeur chargée $= 9.96 \times 0.9 \times 1.07 \times 9.75 = 93.50\ KN/ml$

- **Quatre voies chargées**

$A_{4V} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times$ Largeur chargée $= 9.96 \times 0.75 \times 1.07 \times 13 = 103.90\ KN/ml$

Tableau III.7 : les valeurs de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)×a_1×a_2 (KN/m^2)	L_v (m)	A(l) (KN/ml)
1	35	9.96	1.00	1.07	10.65	3.25	34.63
2	35	9.96	1.00	1.07	10.65	6.50	69.27
3	35	9.96	0.90	1.07	9.59	9.75	93.50
4	35	9.96	0.75	1.07	7.99	13.00	103.90

III.4.2.4 Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre on cite :

- Le système Bc se compose de camions types (300 KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (100 KN).
- Le système Bt se compose deux essieux-tandems de 160 KN chacun (320 KN).

❖ **Système de charges BC / Article 4.5.3 RCPR**

Le système BC se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV.4.

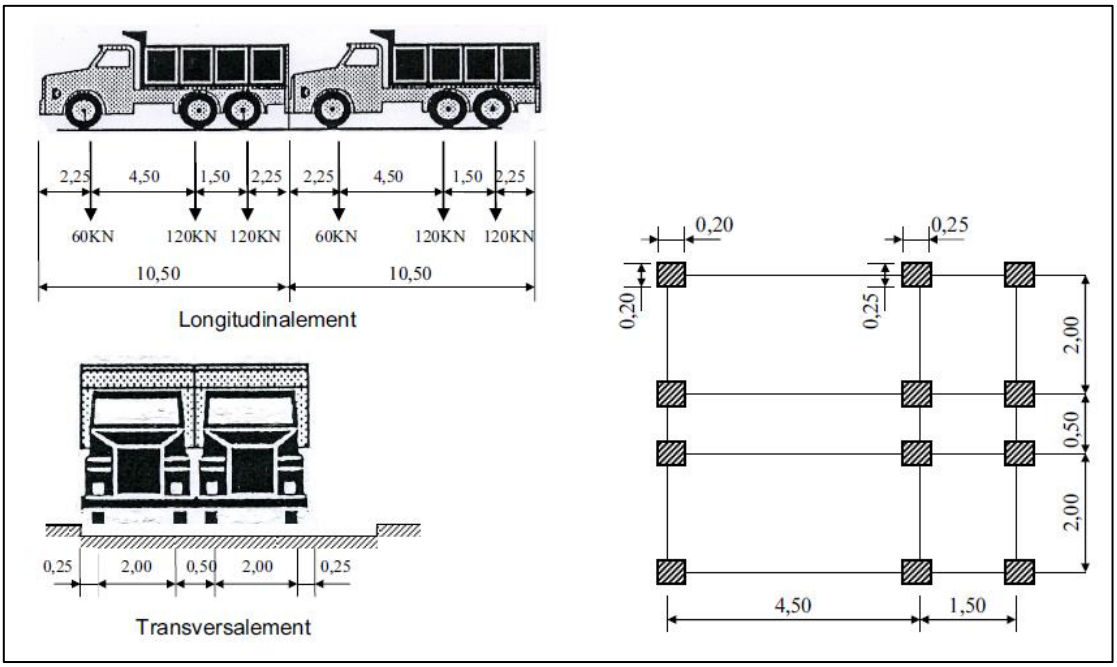


Figure III.4 : Système de chargement BC.

Que ce soit le nombre des voies chargées, on a 2 camions longitudinalement, donc :

$$B_C = 2 \times N \times 300 \times b$$

Avec :

N : nombre de voies

bc : coefficient qui dépend de la classe de pont.

Tableau III.8 : Les valeurs de bc

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau III.9 : Les valeurs de Bc.

N° des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710
4	2 400	0.8	1 920

❖ Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR

Une roue isolée d'une charge de 100 KN, peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.

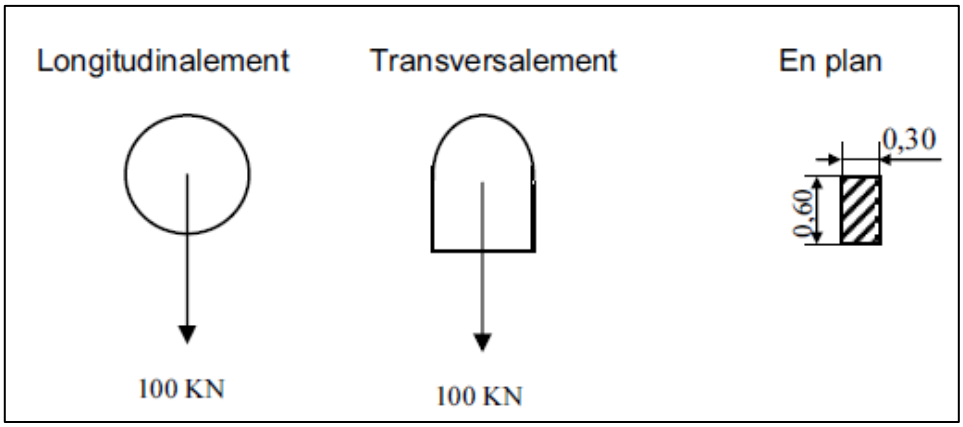


Figure III.5 : Système de charges Br.

❖ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR

Un tandem comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique.

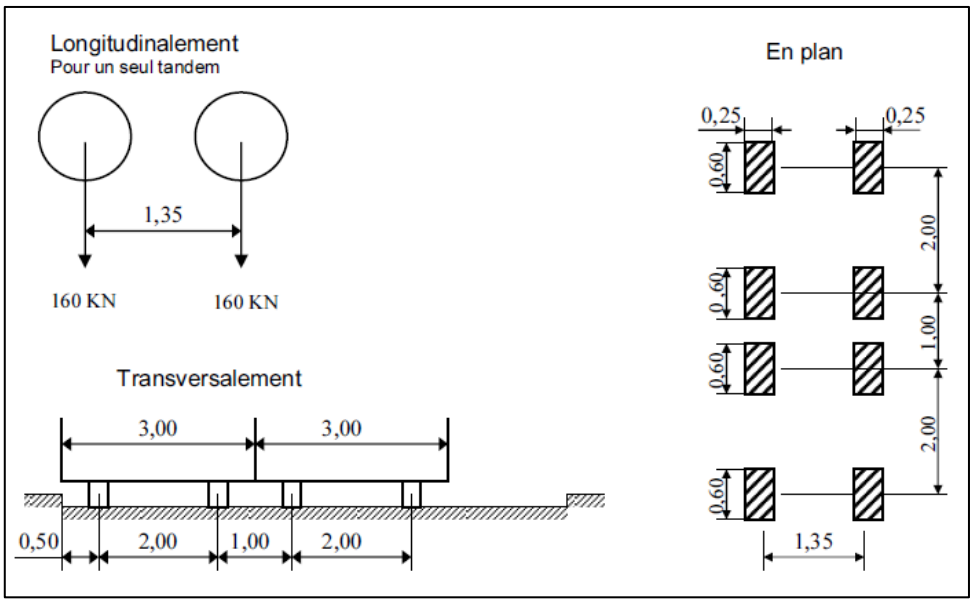


Figure III.6 : Système de charges Bt.

$$Bt = 2 \times N \times 160 \times bt$$

Avec :

N : nombre de tandems

bt: coefficient qui dépend de la classe de pont.

Tableau III.10 : Les valeurs de bt.

Classe de pont	bt
1	1.2
2	2

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau III.11 : Valeurs de Bt.

N° de tendem	Bt (kN)	bt	Bt × bt (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques Suivantes :

- Poids total : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Transversalement : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Longitudinalement : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

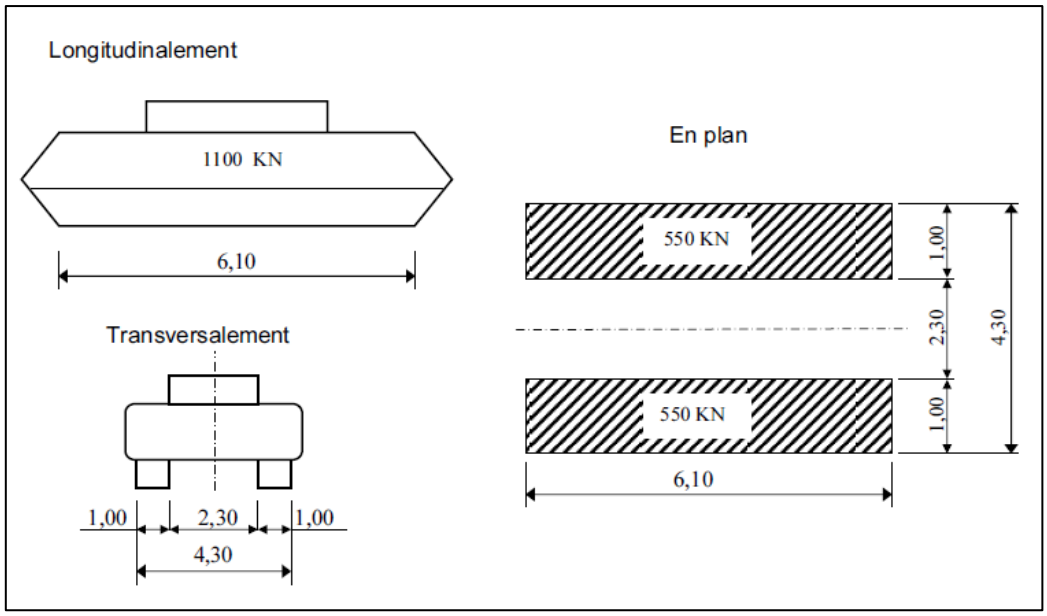


Figure III.7 : Convoi Mc120.

III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2 400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

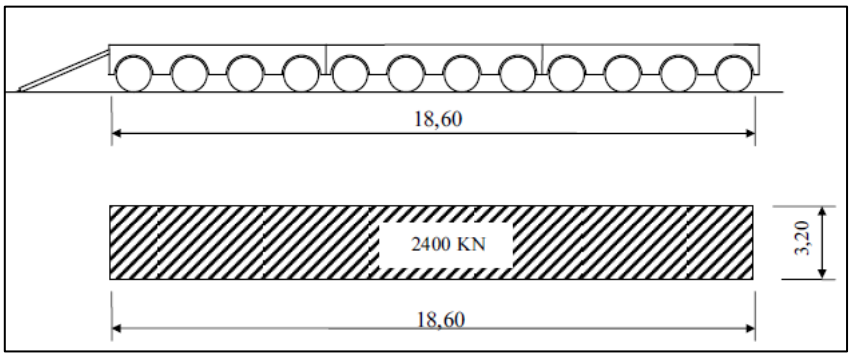


Figure III.8 : Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.7 Charges sur trottoirs

La charge à appliquer sur les trottoirs est 1.5 KN/m^2, cette valeur n'est pas majorée par un coefficient de majoration. Dans notre cas seulement un trottoir pourrait être chargé.

q = 1.5 × 1.2 = 1.8 KN/ml .

III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les charges B et Mc120 vont être majorés par un coefficient δ qui sert à passer d'un système dynamique à un système en quelque sorte statique majoré, le D240 ne sera pas majoré car il est déjà considéré comme une charge statique.

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : La valeur maximal de la charge considérée.

Tableau III.12 : Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique.

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c (une voie)	35	11 453.75	720	1.059
B_c (deux voies)	35	11 453.75	1 320	1.066
B_c (trois voies)	35	11 453.75	1 710	1.071
B_c (quatre voies)	35	11 453.75	1 920	1.074
Bt (une voie)	35	11 453.75	384	1.054
Bt (2-3-4 voies)	35	11 453.75	768	1.059
Br	35	11 453.75	100	1.051
Mc120	35	11453.75	1100	1.064

III.4.2.9 Efforts de freinage

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

❖ **Système de charge Bc**

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids multiplié par le coefficient bc

$300 \times 1.2 = 360$ KN.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage de charge A est donné par l'expression suivante :

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

S : est la surface chargée en (m^2).

La valeur de A(l) pour 3 travées est : 5.38 KN/m^2

Tableau III.13 : Valeurs de l'effort de freinage de système A.

N° des voies	S (m^2))	A(l)×a_1×a_2 (KN/m^2)	F (kN)
1	341.25	5.76	92.74
2	682.50	5.76	175.58
3	1 023.75	5.18	224.86
4	1 365.00	4.32	237.99

III.5 COMBINAISONS DES CHARGES

❖ **Combinaisons des charges à ELU fondamentale :**

$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bc + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (AL + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bt + st) + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$1.35G + 1.35 \times D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
$1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

❖ **Combinaisons des charges à ELS rare :**

$G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
$G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
$G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
$G + D240 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
$G + Mc120 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

III.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, les normes, les règles, les caractéristiques des matériaux, ainsi que les systèmes de charges et les surcharges routières agissant sur l'ouvrage selon le R.C.P.R ont été définis. Une compréhension précise de ces systèmes est essentielle pour mener une étude approfondie et calculer correctement les sollicitations.

Chapitre IV

CALCUL DE TABLIER

IV.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.

IV.2 CALCUL LONGITUDINAL

IV.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges

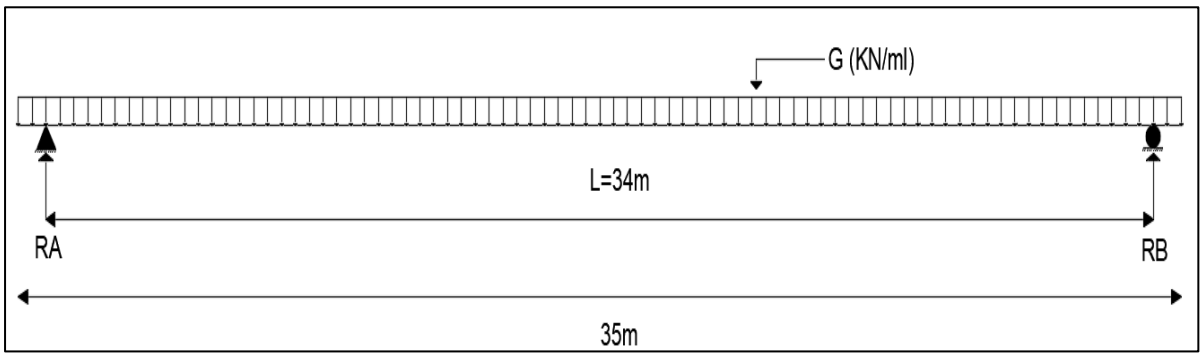


Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre.

- **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 :

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

G (KN/ml)	R_A=R_B (KN)	T_{max} (x = 0) (KN)	M_{max} (x=l/2) (KN.m)
321.48	5 625.9	5 625.90	46 453.86

IV.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges

IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) »

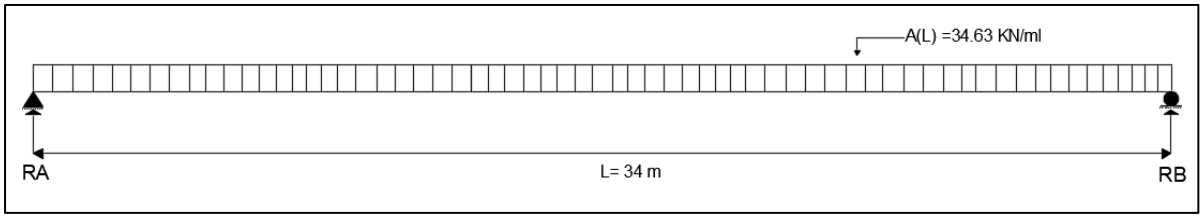


Figure IV.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie.

- **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 :

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

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	34.63	606.02	606.02	5 004.04
2	69.27	1 212.22	1 212.22	10 000.52
3	93.50	1 636.25	1 636.25	13 510.75
4	103.90	1 818.25	1 818.25	15 013.55

IV.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.

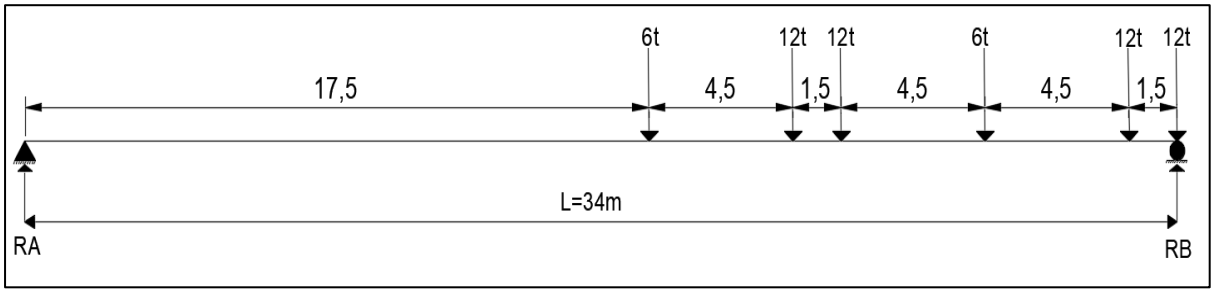


Figure IV.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 34 \times R_A = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5$

Donc $\begin{cases} \mathbf{R_A = 124.41\ KN} \\ \mathbf{R_B = 475.59\ KN} \end{cases}$

D'où $\mathbf{T_0 = R_B = 475.59\ KN}$

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suite : $T_{max} = T_0 \times N_V \times bc \times \delta_{BC}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	1	2	3	4
Tmax (KN)	604.37	1 115.35	1 451.67	1 634.51

❖ **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.

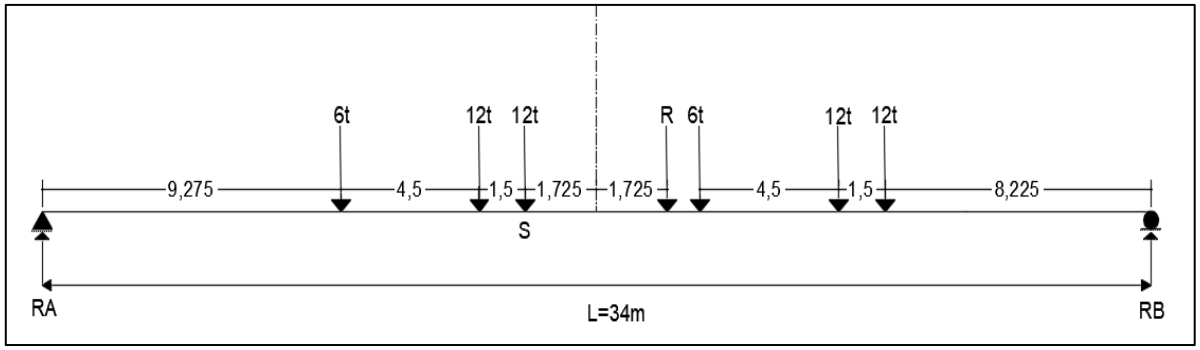


Figure IV.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

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

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

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

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 34 \times R_A = 120 \times 8.225 + 120 \times 9.725 + 60 \times 14.225 + 120 \times 18.725 + 120 \times 20.22 + 60 \times 24.725$

Donc : $\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 269.54\ KN} \\ \mathbf{R_B = 330.46\ KN} \end{Bmatrix}$

D'où : **$M_s = R_A \times 15.275 - 120 \times 1.5 - 60 \times 6 = 3\,577.86$ KN.m**

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

Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	M_{max} (KN.m)
1	4 546.74
2	8 390.79
3	10 920.88
4	12 296.39

Les valeurs de coefficient de majoration dynamique sont déjà calculées au chapitre précédent (voir tableau III.12).

IV.2.2.3 Système de chargement Br

❖ **L'effort tranchant :**



Figure IV.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 : $\mathbf{T_0 = R_B = 100\ KN}$

L'effort tranchant T_{max} se calcule comme suit : $T_{max} = T_0 \times \delta_{Br}$

Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Br.

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

❖ **Moment fléchissant :**

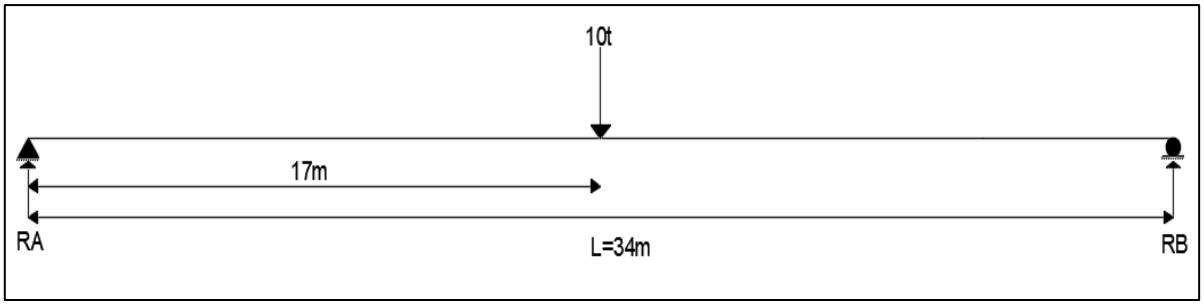


Figure IV.6 : Surcharge Br à x = L/2.

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

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 50\ KN} \\ \mathbf{R_B = 50\ KN} \end{Bmatrix}$$

$M_0 = M\left(\frac{L}{2}\right) = 50 \times 17 = 850$ KN.m

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

Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Br.

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

IV.2.2.4 Système de chargement Bt

❖ **L'effort tranchant :**

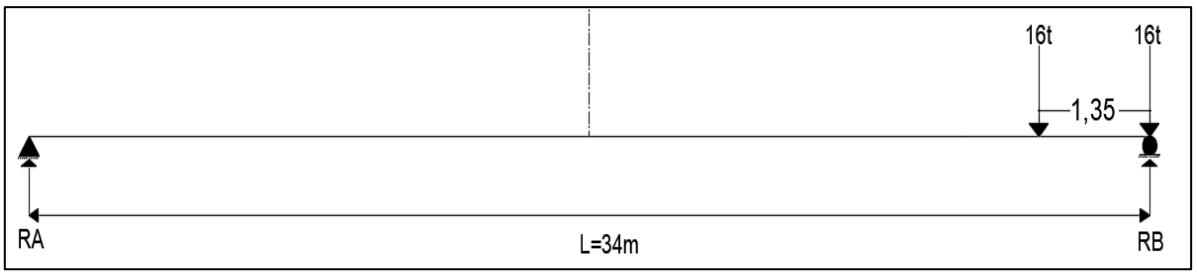


Figure IV.7 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 34 \times R_A = 160 \times 1.35$

$T_0 = R_B = 313.65$ KN

Donc : $\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 6.35\ KN} \\ \mathbf{R_B = 313.65\ KN} \end{Bmatrix}$

Si Nt est le nombre de tandem, alors : $T_{max} = T_0 \times Nt \times bt \times \delta_{Bt}$

Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Bt.

Nombre de tandem	1	2
Tmax (KN)	396.7	797.17

❖ **Moment fléchissant : « théorème de Barré » :**

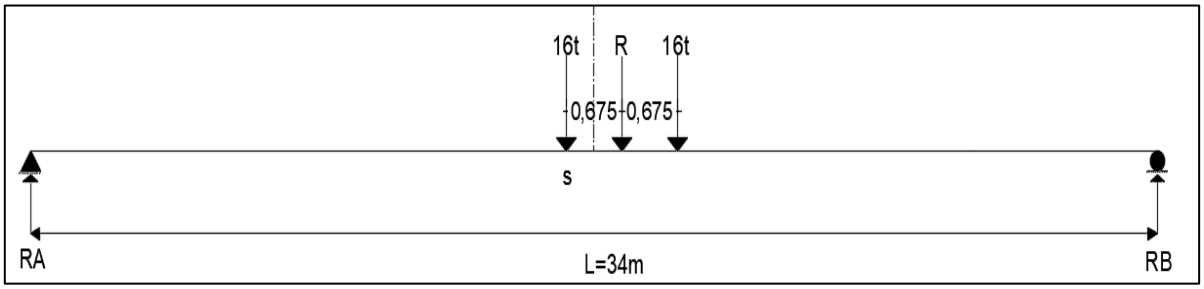


Figure IV.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.

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

$X_R = \frac{1.35}{2} = 0.675$ m $\rightarrow$ $d = \frac{0.675}{2} = 0.3375$ m

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 34 \times R_A = 160 \times 15.98 + 160 \times 17.34$

$M_S = R_A \times 16.66 = 2\,612.28$ KN.m

Donc : $\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 156.8\ KN} \\ \mathbf{R_B = 163.2\ KN} \end{Bmatrix}$

Le moment max se calcule comme suit : $M_{max} = Ms \times bt \times Nt \times \delta_{Bt}$

Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Bt.

Nombre de tandem	1	2
M_{max} (KN.m)	3 304.01	6 639.37

IV.2.2.5 Système de charges Mc120

❖ **L'effort tranchant :**

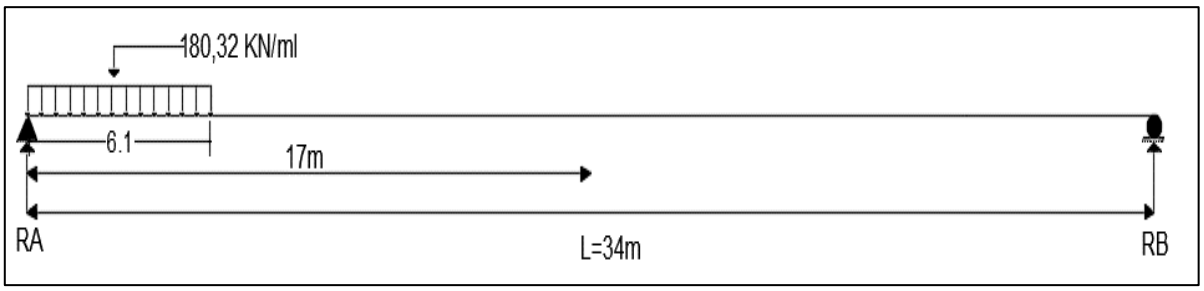


Figure IV.9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\ 100$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 1\ 100 \times 3.05$

Donc : $$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 1\,001.32\ KN} \\ \mathbf{R_B = 98.68\ KN} \end{Bmatrix}$$

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suit : $T_{max} = R_A \times \delta_{Mc120}$

Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
T_{max} (KN)	1 065.40

❖ **Moment fléchissant :**

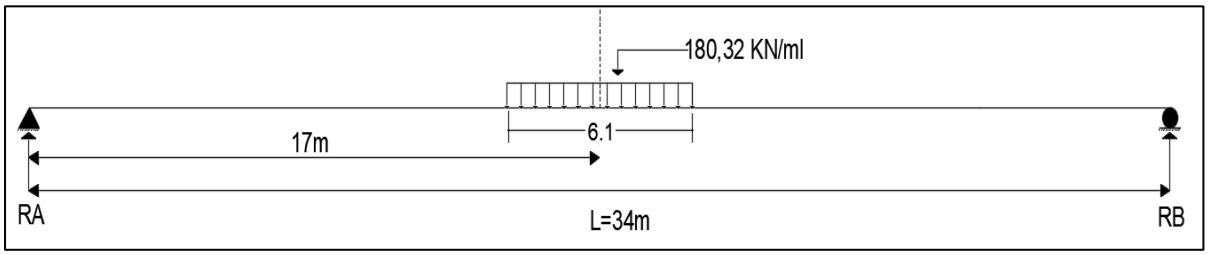


Figure IV.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\ 100$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 1\ 100 \times 17$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 550\ KN} \\ \mathbf{R_B = 550\ KN} \end{Bmatrix}$$

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

$M_{max} = M_0 \times \delta_{Mc120}$

Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
M_{max} (KN.m)	9 056.01

IV.2.2.6 Système de charges D240

❖ **L'effort tranchant :**

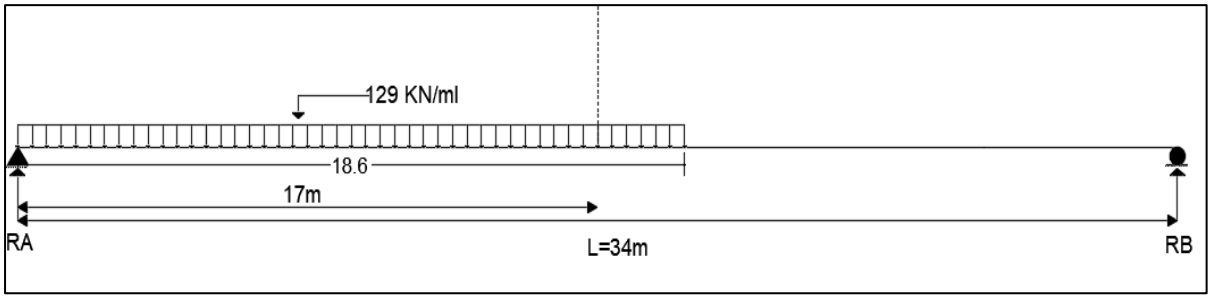


Figure IV.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\ 400$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 2\ 400 \times 9.3$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 1743.53\ KN} \\ \mathbf{R_B = 656.47\ KN} \end{Bmatrix}$$

Tableau IV.11 : Effort tranchant sous charge D240.

Système de charge	D240
T_{max} (KN)	1 743.53

❖ **Moment fléchissant :**

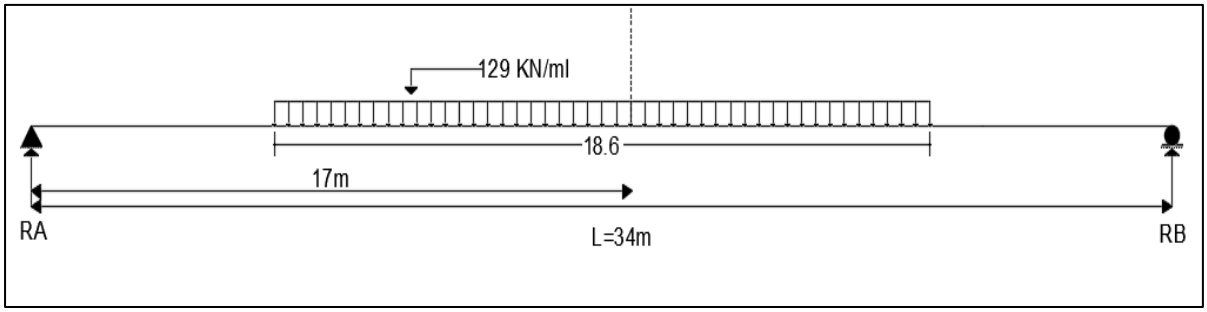


Figure IV.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\ 400$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 34 \times R_B = 2\ 400 \times 17$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 1\ 200\ KN} \\ \mathbf{R_B = 1\ 200\ KN} \end{Bmatrix}$$

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

Tableau IV.12 : Moment fléchissant sous charge D240.

Système de charge	D240
M_{max} (KN.m)	14 821.40

IV.2.2.7 Surcharges sur trottoir St.

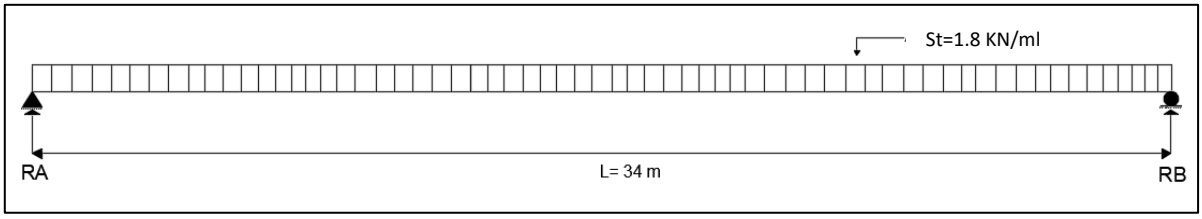


Figure IV.13 : Surcharges sur trottoirs.

Tableau IV.13 : Les efforts internes sous charge St.

St (KN/ml)	Mmax (x = 0.5L) (KN.m)	Tmax (x=0) (KN)
1.8	260.1	30.6

Tableau IV.14 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

Désignation		T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	M_{max} par poutre (KN.m)
G		5 625.90	46 453.86	5 161.54
A(L)	01 voie	606.02	5 004.04	566.00
	02 voies	1 212.22	10 000.52	1 111.16
	03 voies	1 636.25	13 510.75	1 501.19
	04 voies	1 818.25	15 013.55	1 668.17
Bc	01 voie	604.37	4 546.74	505.19
	02 voies	1 115.35	8 390.79	932.31
	03 voies	1 451.67	10 920.88	1 213.43
	04 voies	1 634.51	12 296.39	1 366.26
Br		105.10	893.35	99.26
Bt	01 tandem	396.7	3 304.01	367.11
	02 tandems	797.17	6 639.37	737.71
Convoi Mc120		1 065.40	9 056.01	1 006.22
Convoi D240		1 743 .53	14 821.40	1 646.82
Surcharges sur trottoir		30.60	260.10	28.90

IV.3 CALCUL TRANSVERSAL

IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul

IV.3.1.1 Largeur active b

La largeur active du pont est telle que **2b = n × b1**,
n : le nombre des poutres (n = 9).
b1 **:** l'entraxe des poutre (b1 = 1.825).
2b = 9 × 1.825 = 16 .425 m, alors **b = 8.212 m**.

IV.3.1.2 Position active des poutres

Tableau IV.15 : Valeur des positions actives des poutres.

Position	X1	X2	X3	X4	X5
Valeur (m)	0	1.825	3.65	5.475	7.3

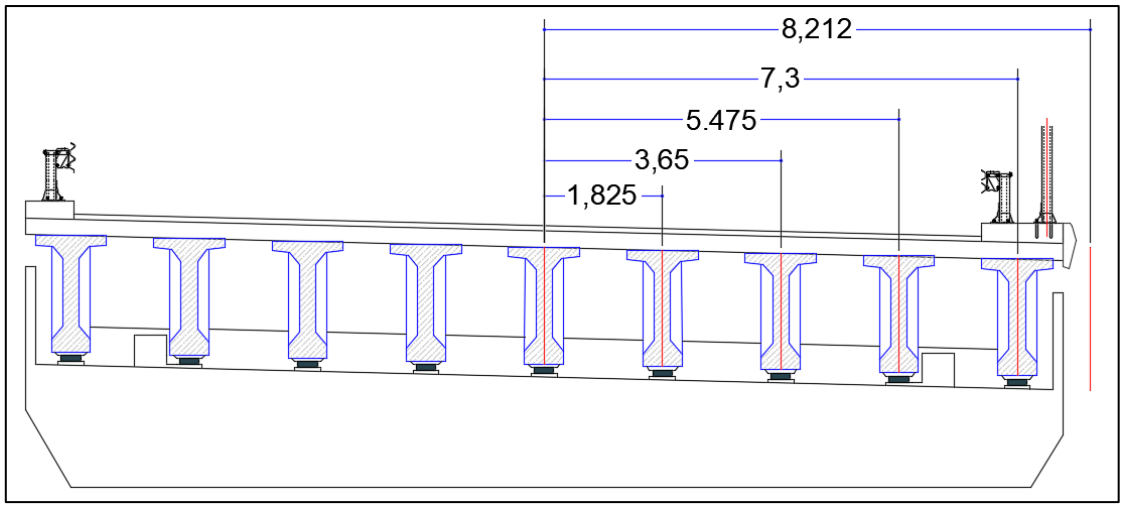


Figure IV.14 : Position active des poutres.

IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_P

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b1}$$

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante : $I_P = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0)$.

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.6515 m^4
I_m : moment d'inertie de la section a mi-travée = 0.2839 m^4
$I_P = 0.6515 + \frac{8}{3\pi}(0.2839 - 0.6515) = 0.3395\ m^4$
Donc :

$$\rho_P = \frac{E \times 0.3395}{1.825}$$

ρ_P = 0.186 E.

IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \times I_D}{L1} \qquad \text{Avec : } I_D = \frac{L1 \times d^3}{12}$$

d : Epaisseur de la dalle = 25cm

L_1 : Distance entraxe des entretoises, on prend L_1 = 100 cm

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

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

IV.3.1.5 Paramètre d'entretoisement θ

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus l'entretoisement est souple.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

b : demi-largeur active du pont 8.212 m.

L : la portée de travée 34 m.

Alors : **θ = 0.84**

IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise

$$C_E = 2 \times G \times I_E$$

G : module de cisaillement ($G = \frac{E}{2(1+v)} = 0.416\ E$).

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

v : coefficient de poisson égal à 0.2.

$I_E = I_D = 1.3 \times 10^{-3}$ m^4

Alors : $C_E = 2 \times 0.416\ E \times 1.3 \times 10^{-3} = 1.08 \times 10^{-3}\ E$

❖ **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$$

$\gamma_E = 1.08 \times 10^{-3}\ E$

IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_p = \frac{G}{3}\left(\sum hi\ bi^3 + \frac{b1\ d^3}{2}\right)$$

❖ **Calcul de la section simplifie :**

- **Section de la table de compression S1 :**

S1 = 110 × 15 + 2.75 × 27.5 + 55 × 2.75 + 25 × 17.5 + 15 × 17.5 = 2 576.87 cm²

Largeur de la table : 110 cm

$h_1 = \frac{2\,576.87}{110} = 23.43$ cm

- **Section du Talon S2 :**

S2 = 60 × 20 +25 × 20 + 17.5 × 20 = 2 050 cm²

Largeur de talon : 60 cm

$h_2 = \frac{2\,050}{60} = 34.17$ cm

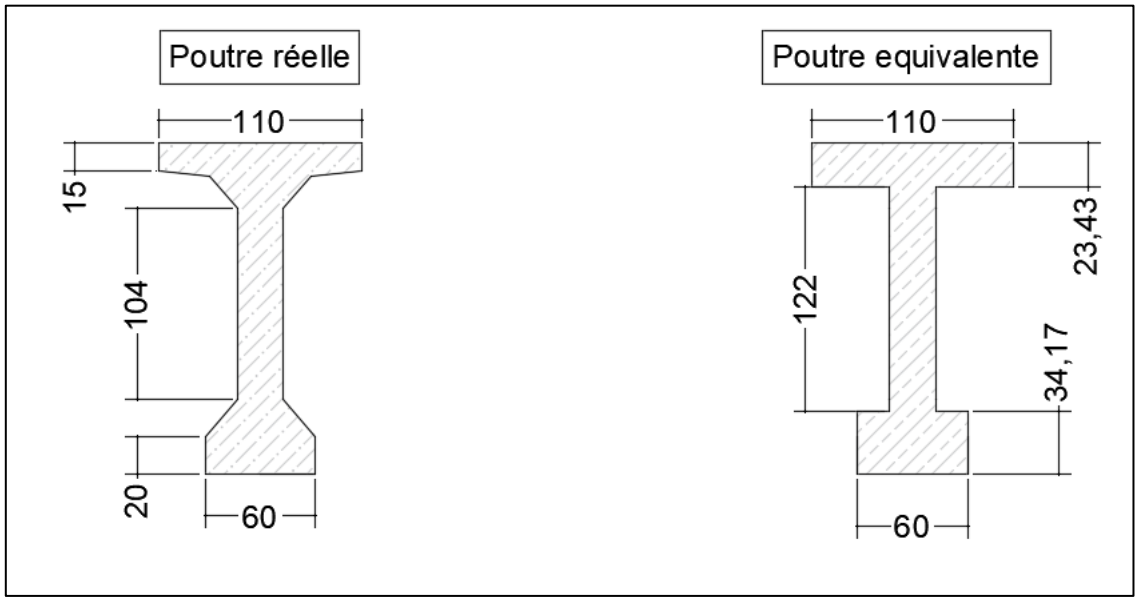


Figure IV.15 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416\ E}{3}\left(\frac{1.825 \times 0.25^3}{2} + 1.1 \times 0.2343^3 + 0.6 \times 0.3417^3 + 1.22 \times 0.25^3\right)$$

$C_p = 9.9 \times 10^{-3}\ E$

❖ **Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur γ_p :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b1}$$

Alors $\gamma_p = \frac{9.9 \times 10^{-3}\ E}{1.825} = 5.42 \times 10^{-3}\ E$

IV.3.1.8 Paramètre de torsion α :

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

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

Donc : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_E \times \rho_P}} = \frac{5.42 \times 10^{-3}\ E + 1.08 \times 10^{-3}\ E}{2 \times \sqrt{0.186\ E \times 1.3 \times 10^{-3} E}} = 0.21$

$$\alpha = 0.21$$

IV.3.2 Calcul des moments fléchissants

IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal K_α

Pour éviter de calculer séparément K_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation : $\mathbf{K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}}$

Pour un calcul rigoureux de $\mathbf{K_\alpha}$ dans le cas où $\mathbf{0 < \alpha < 1}$, on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

$$\mathbf{0.3 < \theta < 1} \qquad \mathbf{K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^\beta} \qquad \text{Où : } \boldsymbol{\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)}}$$

D'après le calcul qu'on a fait : θ = 0.84 et α = 0.21, alors $\mathbf{K_\alpha = K_0 + 0.34\,(K_1 - K_0)}$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet », on doit faire une interpolation entre la valeur θ = 0.8 et θ = 0.85 pour trouver les valeurs correspondantes à θ = 0.84, soit :

$$K_0(0.84) = \frac{0.84-0.8}{0.85-0.8} \times (K_0(0.85) - K_0(0.8)) + K_0(0.8)$$

$$K_1(0.84) = \frac{0.84-0.8}{0.85-0.8} \times (K_1(0.85) - K_1(0.8)) + K_1(0.8)$$

Les Tableaux représentatives sont inclus en **ANNEXE B**.

IV.3.2.2 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 $K_{\alpha\ moy}$ sera déterminé comme suite : $\mathbf{K_{\alpha\ moy} = \frac{S}{L}}$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.
L : la largeur des voies.

- **Surcharges ponctuelles :**

La valeur sera extraite directement de graphe, puis on calcule la valeur moyenne des charges comme suit : $\mathbf{K_{\alpha\ moy} = \frac{\sum K_\alpha}{n}}$ avec n : nombre de charges.

Les valeurs de K_α pour chaque poutre sont inclus en **ANNEXE B**.

IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissants réels

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

$$\mathbf{M_{réel} = K_{\alpha\ moy} \times M_0}$$

Les valeurs des moments fléchissants réels sont inclus en **ANNEXE B**.

IV.3.3 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 :

Tableau IV.16 : Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G + 1.2 AL + St	7 743.93	7 932.44	7 663.85	7 145.74	6 902.48
	G + 1.2 Bc + St	7 348.45	7 798.04	7 828.10	7 593.94	7 665.57
	G + 1.2 Bt + St	6 155.15	6 710.84	6 929.35	6 962.98	6 966.50
	G + MC120	6 217.87	6 862.54	7 173.98	7 254.44	7 375.22
	G + D240	8 274.02	8 175.54	7 384.74	6 413.14	5 655.54
ELU	1.35G +1.6 (AL + St)	10 412.96	10 670.32	10 320.53	9 641.04	9 331.87
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	9 885.65	10 491.12	10 539.52	10 238.64	10 349.33
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	8 294.59	9 041.52	9 341.18	9 397.36	9 417.23
	1.35G + 1.35Mc120	8 394.12	9 264.43	9 684.87	9 793.49	9 956.55
	1.35G + 1.35D240	11 169.93	11 036.98	9 969.40	8 657.74	7 634.98

IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

L'ouvrage est de type isostatique comportant 9 travées identiques et indépendantes, donc il suffit de faire l'étude d'une seule travée.

Pour modéliser le tablier de notre ouvrage, on utilise le logiciel **Midas Civil** qui offre une gamme complète pour la modélisation géométrique, l'analyse statique et dynamique ainsi que la conception et l'optimisation des structures.

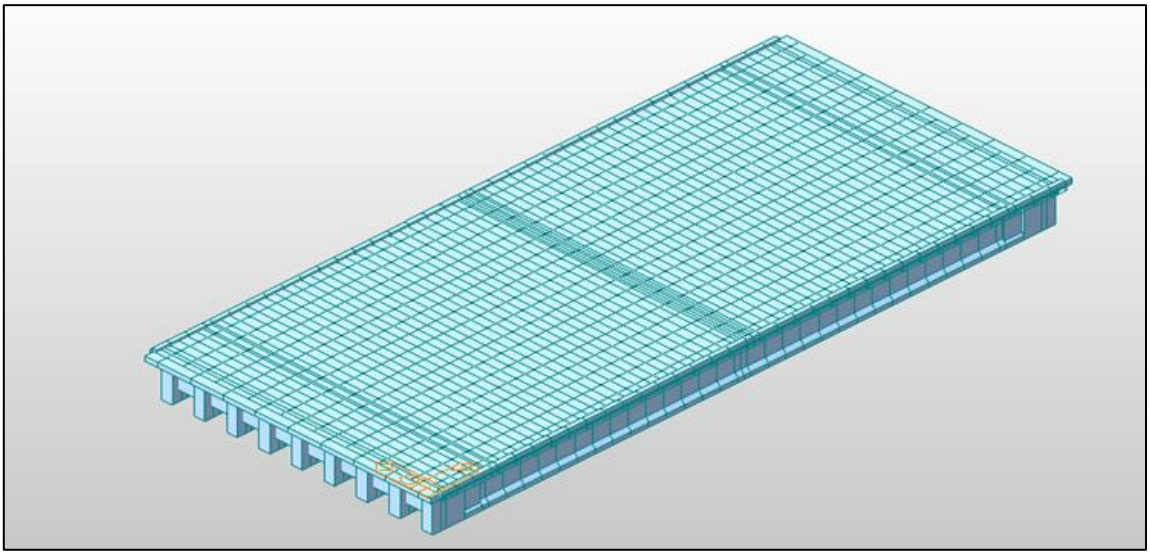


Figure IV.16 : Modèle de calcul.

IV.5 RESULTATS

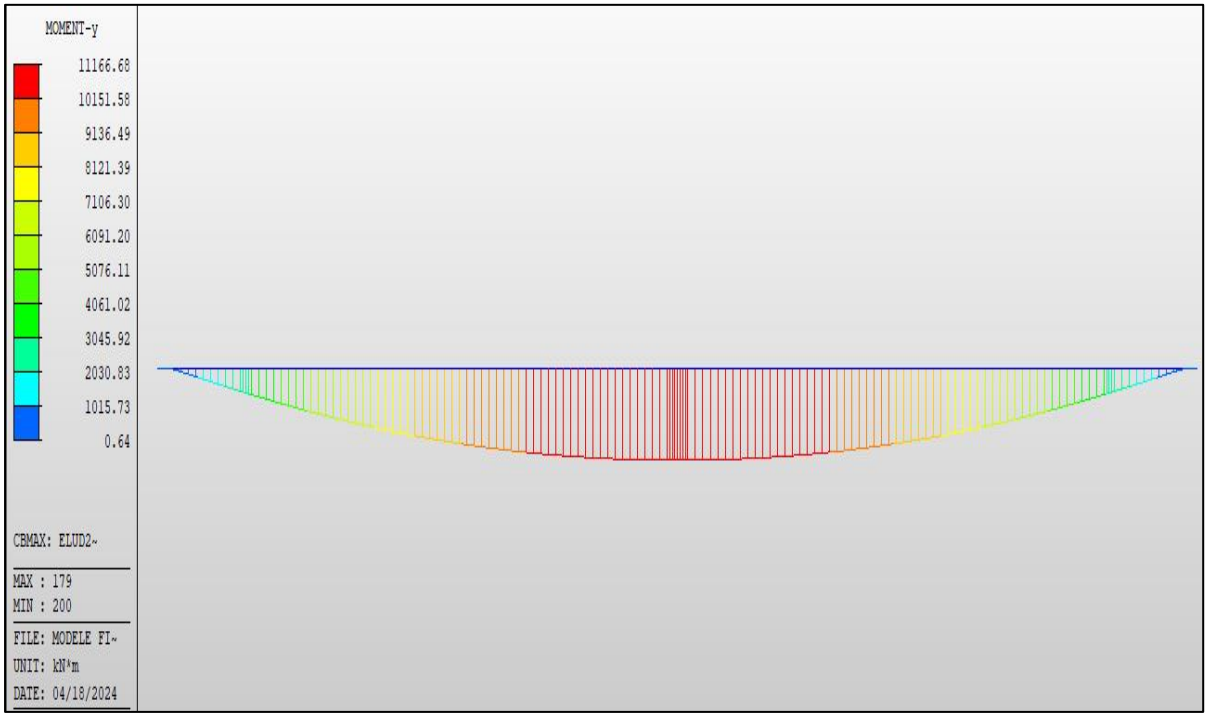


Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).

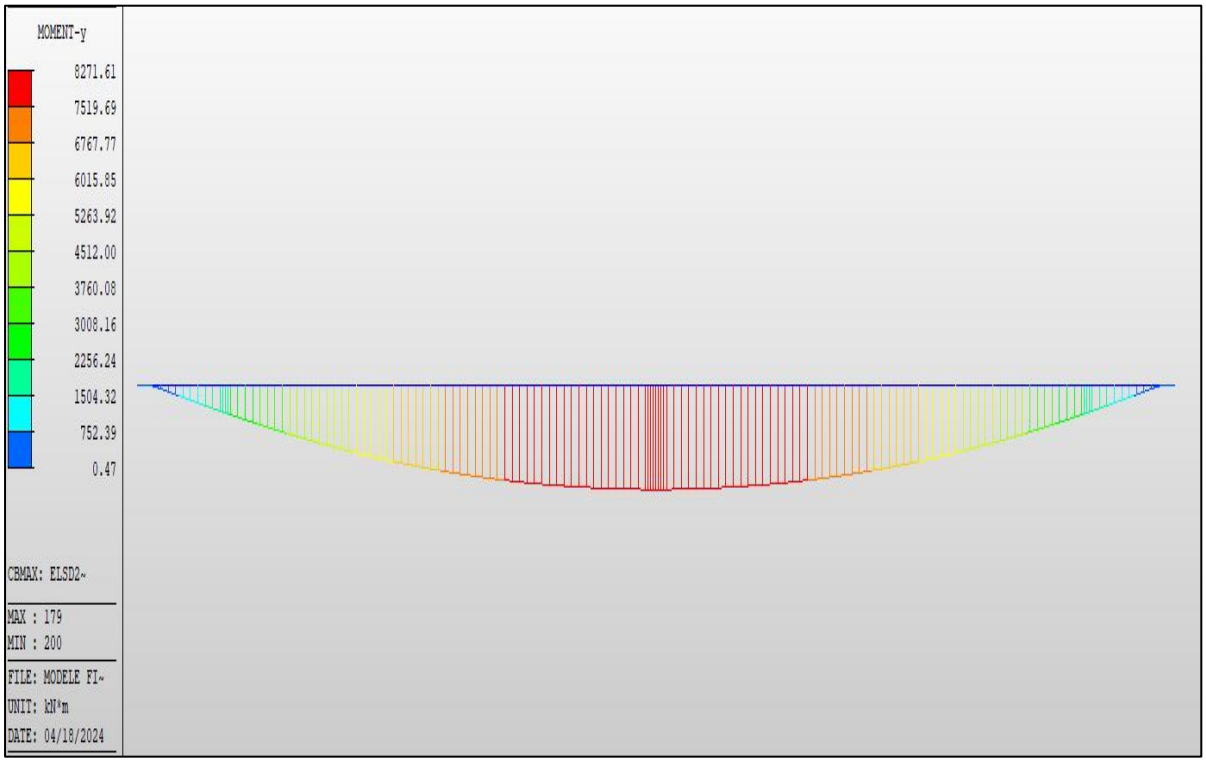


Figure IV.18 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).

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

IV.6 ETUDE COMPARATIVE

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

Tableau IV.17 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant.

Combinaisons		Manuel	Automatique	Erreur (%)
ELS	G + 1.2 AL + St	7 932.44	7 507.09	5.40
	G + 1.2 Bc + St	7 828.10	7 627.25	2.60
	G + 1.2 Bt + St	6 966.50	6 443.07	7.50
	G + Mc120	7 374.25	7 301.57	0.90
	G + D240	8 274.02	8 271.61	0.29
ELU	1.35G +1.6 (AL + St)	10 670.32	10 092.57	5.40
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	10 539.52	10 249.66	2.70
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	9 417.23	8 655.30	8.09
	1.35G + 1.35Mc120	9 956.55	9 857.12	0.90
	1.35G + 1.35D240	11 169.93	11 166.68	0.29

IV.7 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 V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION

Le béton résiste mieux en compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrages seront éliminées par les forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Dans ce chapitre nous examinerons les différentes étapes de l'étude de la précontrainte d'un pont à poutres en post tension.

V.2 DONNEES DE CALCUL

Tableau V.1 : Données de l'ouvrage.

H	H(P+D)	L	L portée	Npoutre	e dalle	Enrobage	λ	L TC	b About
1.8 m	2.05 m	35 m	34 m	9	0.25 m	0.03 m	1.825 m	1.1 m	0.6 m

Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre.

	Section about		Section médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m^2)	1.16	1.62	0.73	1.18
v'(m)	0.96	1.23	0.98	1.34
v (m)	0.84	0.57	0.82	0.46
I_G (m^4)	0.34	0.65	0.28	0.54
ρ	0.36	0.57	0.48	0.74

B : l'aire de la section.

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

I_G : le moment d'inertie.

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

Tableau V.3 : Caractéristiques de béton.

f_{C28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
35	2.7	21	-4.05

Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 12T15.

Câble	N torons	$A_{p\ 1\ toron}$ m^2	$A_{p\ câble}$ m^2	$f$prg MPa	f_{p0} KN	f_{peg} MPa	Dgaine m
12T15	12	0.00014	0.00168	1 770	196.2	1 593	0.08
F rd^{-1}	Φ m^{-1}	g mm	μ_0	ρ 1000h	E_P MPa	fe MPa	σs MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5%	190 000	500	434.78

Tableau V.5 : Résultats logiciel.

M_{gp} (MN.m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
2.63	8.27	4.96	1.03	0.65

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$P_{min} = Sup (PI, PII)$

$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma bt1} + \frac{I}{v}\overline{\sigma bt2}}{\rho \times h}$, section sous critique

$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$, 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 : $M_g + M'_g + M_q$
Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_q$
$\overline{\sigma_{bt1}}$, $\overline{\sigma_{bt2}}$ sont des contraintes limites de traction.
$\overline{\sigma_{bc}}$: est la contrainte limite de compression.
d': l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1h.

Tableau V.6 : Calcul de P min.

$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	- 4.05	PI (MN)	-0.98
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-2.7	PII (MN)	4.86
d'(m)	0.205	P_{min} (MN)	4.86

V.3.2 Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta_{P0}) \times P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.
$P_0 = \min (0.8 \times f_{prg} \times Ap, 0.9 \times f_{peg} \times Ap)$
ΔP_0 : Pertes de tension estimé à 25%.

Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles.

ΔP_0	25%	Donc on opte pour n = 3 câbles de 12T15
T_0 (MPa)	1 416	
P_0 (MN)	2.38	
n ≥	2.72	

V.3.3 Nombre de câbles à l'about

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

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I}(P \times e_0 - Mgp) \geq -1.5\, ftj = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V'}{I}(P \times e_0 - Mgp) \leq 0.6\, fcj = \overline{\sigma_{bc}}$$

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

Si P ≤ 13.06	Alors n ≤ 5.48
Si P ≤ 10.69	Alors n ≤ 4.49
Donc les 3 câbles sont à l'about et il n'y aura pas de câble au niveau de l'extrados	

V.3.4 Pré-vérification de la précontrainte

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

- **Phase 01** : elle commence après 7 jours de coulage de béton de la poutre, la mise en tension est à 50% et les pertes considérées sont de 5 %.
- **Phase 02** : après 28 jours, la mise en tension est 100%, les pertes considérées sont 10 %.
- **Phase 03** : après coulage de la dalle, avec l'ajout de poids propre de la dalle, les pertes sont estimées à 15 %.
- **Phase 04** : dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

Phase 01 : après 07 jours		Phase 02 : après 28 jours	
f_{c7}	23.18 MPa	f_{c28}	35 MPa
f_{t7}	-1.99 MPa	f_{t28}	-2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.39 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	- 2.99 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc7}}$	13.97 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa
Δ P	5%	ΔP	10 %
n câbles	3	n câbles	3
Phase 03 : après coulage de la dalle		Phase 04 : en service	
f_{c28}	35 MPa	f_{c28}	35 MPa
f_{t28}	-2.7 MPa	f_{t28}	-2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa
ΔP	15 %	ΔP	25 %
n câble	3	n câble	3

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

$\mathbf{\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6\ f_{cj}}$

$\mathbf{\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5\ f_{tj}}$ Hors section d'enrobage

$\mathbf{\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7\ f_{tj}}$ Section d'enrobage, en construction.

$\mathbf{\overline{\sigma_{bt2}} = f_{tj}}$ Section d'enrobage, en service.

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

Tableau V.10 : Résultats de vérification des contraintes.

Phases	e_0 (m) = v'-d'	M(MN.m)	P(MN)	σ_{sup}	σ_{inf}
Phase 01	0.78	2.63	3.39	4.60	4.69
Phase 02	0.78	2.63	6.42	1.82	17.14
Phase 03	1.14	4.27	6.06	2.88	11.71
Phase 04	1.14	8.27	5.35	6.38	-0.83

Avec :

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

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

V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.4.1 Position des Câbles

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.

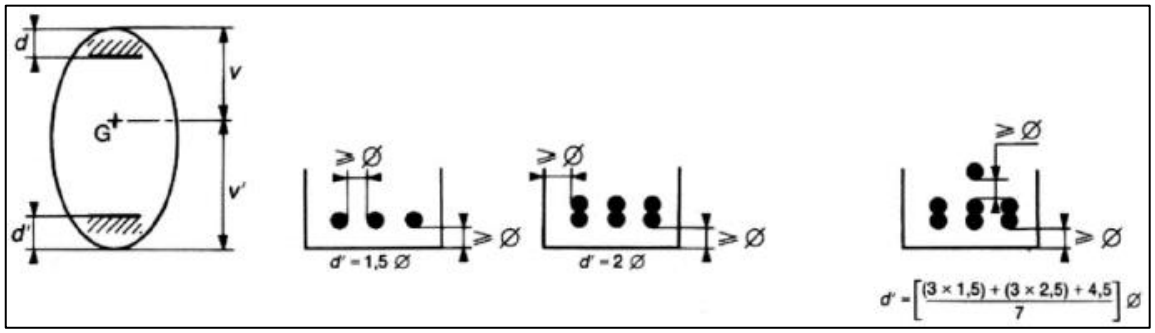


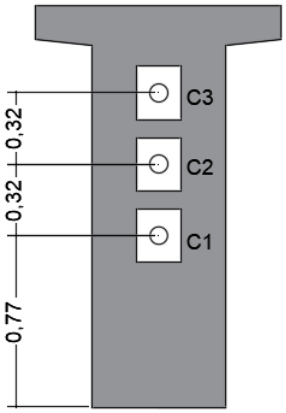
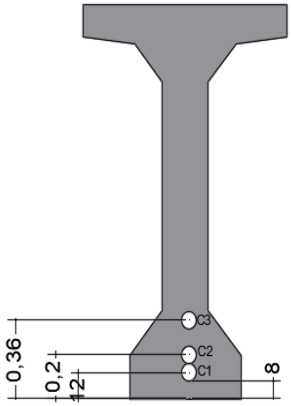
Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrages. On opte pour des plaques d'ancrages A × B = 240 × 200 mm^2, l'entraxe verticale est déterminé comme suite :

f_{c28} = 35 MPa → a = 369.5 mm

X ≥ 0.85 a → X = 314.07 mm donc X = 320 mm

Tableau V.11 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)		Yi (m)	
C1	0.77		0.12	
C2	1.09		0.2	
C3	1.41		0.36	

V.4.2 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 :** Angle de relevage est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite qui peut supporter la section d'about, $\bar{\mathbf{V}} = \bar{\boldsymbol{\tau}} \times \mathbf{b_n} \times \mathbf{0.8\ h}$

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

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, $\mathbf{B_n = B - n \times B_{Gaine}}$

n : nombre des gaines .

B_{Gaine} : surface de la gaine

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

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lit.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau V.12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n(m)	B_n (m^2)	P (MN)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\bar{V}$(MN)
0.52	1.61	5.35	3.74	2.64	2.25

$$\mathbf{-13.18° \leq \alpha \leq 32.82°}$$

❖ **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 β (l)= $4 \times \frac{f}{l}$

Tableau V.13 : 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	4.13	0.77	0.7	0.12	0.58	235.59	0.070
C2	5.56	1.09	0.99	0.2	0.79	171.73	0.096
C3	6.67	1.41	1.29	0.36	0.93	145.89	0.113

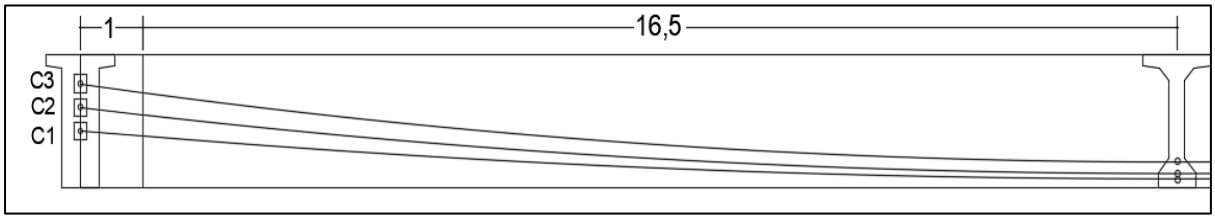


Figure V.2 : Trajectoire des câbles.

V.5 CALCUL DES PERTES

V.5.1 Pertes de Tension Instantanées

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

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul d'ancrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanée de béton.

V.5.1.1 Pertes par frottement

Ce type de pertes se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension, il est estimé par la formule suivante :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0}\, e^{(-f \times \beta + \Phi \times x)}$$

σ_{P0} : la tension à l'origine (σ_{P0} = 1 416 MPa)

e : la base de logarithme népériens.

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

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

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

X : la distance de la section considérée.

Tableau V.14 : Valeurs des pertes dues au frottement.

N câble	X = L/2 m	β (rad)	F × β + Φ × X	$\Delta\sigma\Phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (%)
Câble 1	17.5	0.070	0.048	65.83	71.41	5.04
Câble 2	17.5	0.096	0.052	72.15		
Câble 3	17.5	0.113	0.055	76.26		

V.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte de glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Après rentrée d'ancrage la tension a l'abscise x < d est donnée par :

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{P0} \times k}}$.

k : constant $k = f \times \frac{\beta}{l} + \Phi$.

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

Ep : module de déformation longitudinale de l'acier.

Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au recul d'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	17.20	0	132.53	9.35
Câble 2	17.5	0.0030	16.41	0	138.91	9.8
Câble 3	17.5	0.0032	15.95	0	142.92	10.09

V.5.1.3 Perte dues au raccourcissement instantané de du béton

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

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

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

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_P(\sigma_{P0} - \Delta\sigma\Phi \text{ Moy})$

A_P : section de câble de précontrainte.

E_p : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané de béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

Mgp : moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de la section médiane.

Tableau V.16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.

Désignation	Valeur
	X = L2
P (MN)	6.77
B (m^2).	0.73
e (m)	0.75
Mgp (MN.m)	2.63
I_G m^4	0.28
σ_{bi} (MPa)	15.94
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	42.09
$\Delta\sigma_e$ (%)	2.97

V.5.2 Pertes de Tension Différées

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armateurs de précontrainte subissent des pertes de tension différées surviennent pendant une période plus au moins longue. On distingue trois types :

- Pertes de tension dues au retrait de béton.
- Pertes de tension dues au fluage de béton.
- Pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

La valeur des pertes différées totale est :

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

V.5.2.1 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, $\varepsilon_r = \mathbf{4 \times 10^{-4}}$

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

la perte finale par retrait est :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_r} = \varepsilon_r \times \mathbf{E_p}$$

Le résultat est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Valeurs des pertes par retrait de béton.

$\Delta\sigma_r$(MPa)	76
$\Delta\sigma_r$(%)	5.37

V.5.2.2 Pertes par fluage

Le fluage est une déformation provoquée par application d'une charge de compression constante sur le béton.

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

σ_{max}: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension.

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

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

$$\sigma_b = -\frac{M_m}{I_G} \times e + n A_P (\sigma_0 - \Delta\sigma_t)\left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I_G}\right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Valeurs des pertes par fluage de béton.

Coefficient	Valeur à X = L /2
P (MN)	5.35
B (m^2)	1.18
e (m)	1.11
M_m (MN.m)	4.96
σ_b (MPa)	6.6
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	87.18
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	6.16

V.5.2.3 Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension, dépend de l'acier et son traitement. Elle estimée par la formule suivante :

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

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000h.

μ_0 : coefficient value 0.43 pour les armateurs à très base relaxation.

Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	59.76
$\Delta\sigma_\rho$ (%)	4.22

V.5.3 Pertes Totales

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25%.

Tableau V.20 : Valeurs des pertes totales.

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{Diff}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	113.50	207.81	321.31
%	8.02	15.04	**23.06**

V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

V.6.1 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 tangentielles.

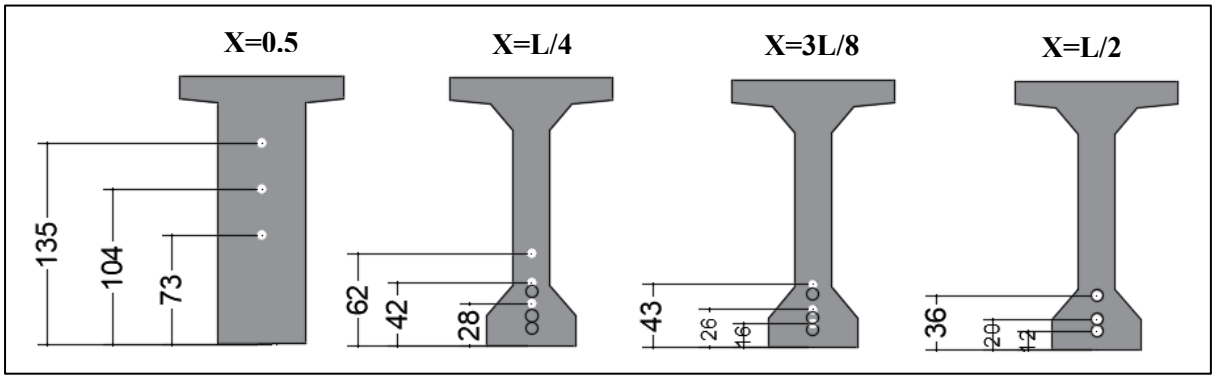


Figure V.3 : Sections de vérification.

Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des 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	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
Bn (m^2)	1.14	1.60	0.71	1.16	0.71	1.16	0.71	1.16
$v_n(m)$	0.84	0.81	0.80	0.69	0.80	0.69	0.80	0.69
v_n'(m)	0.95	1.23	0.99	1.35	0.99	1.35	0.99	1.35
I_G (m^4	0.34	0.65	0.27	0.51	0.275	0.51	0.27	0.51
ρ (%)	36.88	40.26	48.32	33.25	48.32	33.25	48.32	33.25

V.6.2 Limitation des Contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Limitation des contraintes.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	13.91	21	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-2.99	-4.05	/
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1.39	-1.89	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1.99	-2.7	Q.Rares

V.6.3 Justification de la poutre à l'ELS

Pour la justification à l'ELS, la précontrainte est représenté par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P$

ΔP : les pertes de tension de chaque phase et $P_0 = 2.38$ MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	%Mt	ΔP	P1	P2	d x=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase1	3	50	4.01	3.52	3.32	0.35	0.44	0.28	0.23
Phase2	3	100	8.02	6.82	6.31	0.35	0.44	0.28	0.23
Phase3	3	100	15.54	6.39	5.66	0.35	0.44	0.28	0.23
Phase4	3	100	23.06	5.96	5.02	0.35	0.44	0.28	0.23

V.6.3.1 Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

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

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

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

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 V.24 : 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)		-0.09	0.55	0.71	0.77	-0.09	0.55	0.71	0.77
M_{ELS} (MN.m)		0.00	2.05	2.43	2.63	0	2.05	2.43	2.63
P1 (MN)		3.52	3.52	3.52	3.52	6.82	6.82	6.82	6.82
P2 (MN)		3.32	3.32	3.32	3.32	6.31	6.31	6.31	6.31
σ_{MAX}	σ_{sup}	3.82	5.29	4.74	4.77	7.41	4.61	2.49	2.00
	σ_{inf}	2.22	4.55	7.64	5.19	4.30	15.75	18.35	18.95
σ_{MIN}	σ_{sup}	3.61	5.33	4.88	4.94	6.85	4.71	2.84	2.43
	σ_{inf}	2.09	3.87	6.84	4.35	3.98	14.00	16.30	16.81

Tableau V.25 : 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)		0.19	0.92	1.08	1.13	0.19	0.92	1.08	1.13
M_{ELS} (MN.m)		0.00	3.22	3.90	4.96	0	6.22	6.68	8.27
P1 (MN)		6.39	6.39	6.39	6.39	5.96	5.96	5.96	5.96
P2 (MN)		5.66	5.66	5.66	5.66	5.02	5.02	5.02	5.02
σ_{MAX}	σ_{sup}	2.46	2.00	1.53	2.49	2.30	6.16	5.49	7.18
	σ_{inf}	6.29	12.38	13.30	11.43	5.87	3.14	4.46	1.14
σ_{MIN}	σ_{sup}	2.18	4.72	4.92	2.96	4.62	9.11	8.37	7.79
	σ_{inf}	5.57	10.01	10.62	8.65	4.94	0.07	0.99	-2.46

V.6.3.2 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 :

$$\boldsymbol{\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_1}^2}$$

$$\boldsymbol{\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_2}^2}$$

Si $\sigma_x < 0.4\ f_{cj}$ on a $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$ donc il suffit juste de vérifier $\tau < \overline{\tau_1}$

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

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

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 V.26 : Effort de précontrainte.

		α (°)	Pcosα (MN)	Psinα (MN)
P1	1.83	4.13	1.83	0.13
P2	1.83	5.56	1.82	0.18
P3	1.83	6.67	1.82	0.21
Somme			5.47	0.52

Tableau V.27 : Contrainte tangentielle.

B_n(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)
1.6	3.41	2.57	1.03	0.51	0.53	0.65	0.52	0.8

On constat que τ = 0.8 MPa < 2.57 MPa. Donc les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V.6.3.3 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.

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

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 V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus.

B_t (m^2)	0.2138
σ_{Bt}(MPa)	2.46
N_{Bt}(MN)	0.312

Donc A_s = 8.99 cm^2, on prend 6 HA14 = 9.24 cm^2.

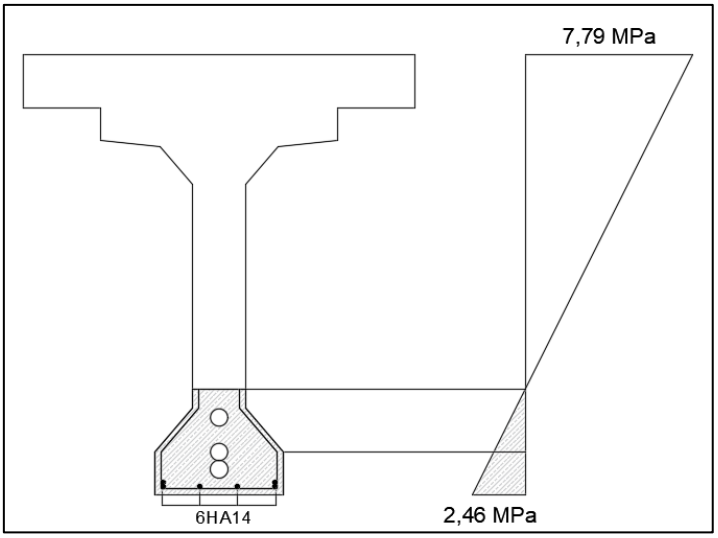


Figure V.4 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée.

V.6.4 Justification de la poutre a ELU

V.6.4.1 Vérification de la non-rupture des armateurs transversales

❖ **La première étape :**

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

$$\mathbf{tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}, \text{ avec } \mathbf{\beta_u \geq 30°}$$

σ_x , σ_y : les contraintes normales au niveau de G $\quad \mathbf{\sigma_x = \frac{P}{B_n}}$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29 : Détermination de l'angle β_u.

V_u(MN)	1.39	B_n(m^2)	1.60
$V_{u\ red}$(MN)	0.87	σ_x (MPa)	3.41
$S_n(y)$ (m^3)	0.53	τ_u (MPa)	1.36
I_n(m^4)	0.65	β_u (°)	19.31
b_n(m)	0.52	On prend β_u = 30 °	

❖ **La deuxième étape :**

On détermine la section des armateurs transversale donnée A_t par :

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

Avec :

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 $\frac{A_t}{S_t} \geq 3.19$ cm.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 7.18$ cm^2/m

St : l'espacement des armatures telle que **st ≤ Min (1m, 0.8h, 3b_0)** → st ≤ 100cm

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

V.6.4.2 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.

τ_u = 1.36 MPa ≤ $\frac{F_{c28}}{6}$ = 5.83 MPa

V.6.4.3 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 ferraillage des différentes sections de la poutre sont montrés dans la figure ci-dessous :

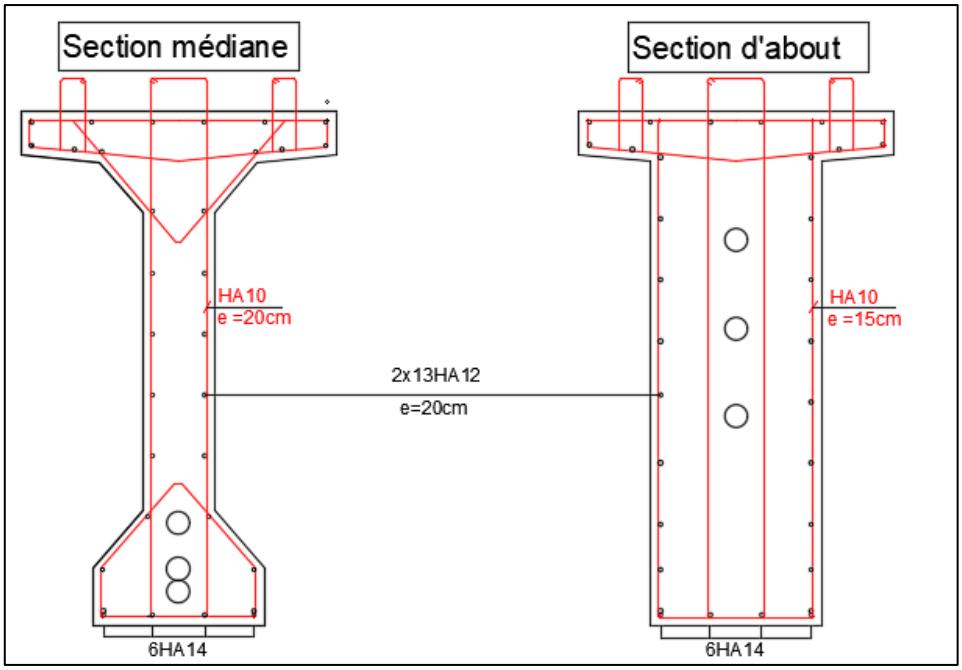


Figure V.5 : Ferraillage de la poutre.

V.7 CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint permet aujourd'hui le franchissement des travées importantes et la réduction des délais d'exécution, donc c'est important de prendre les précautions et les vérifications nécessaires, dans la phase d'étude et dans la phase d'exécution (bétonnage, ferraillage, stockage et câblage).

Chapitre VI

ETUDE DE TABLIER

VI.1 INTRODUCTION

Le tablier représente l'élément essentiel de tout pont, quelle que soit sa conception, car il supporte les voies de circulation. Il est composé d'une dalle, une structure plane dont le rôle principal est de transférer les charges agissant sur le pont vers les poutres.

Dans ce chapitre, on va commencer à faire la vérification de la flèche et la contre flèche ensuite entamer le ferraillage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que le ferraillage de l'entretoise.

VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE.

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Calculons ces flèches à l'aide de Midas civil.

VI.2.1 Flèche due au Poids Propre

La flèche max due au poids propre est donnée sous combinaisons G_{max}.

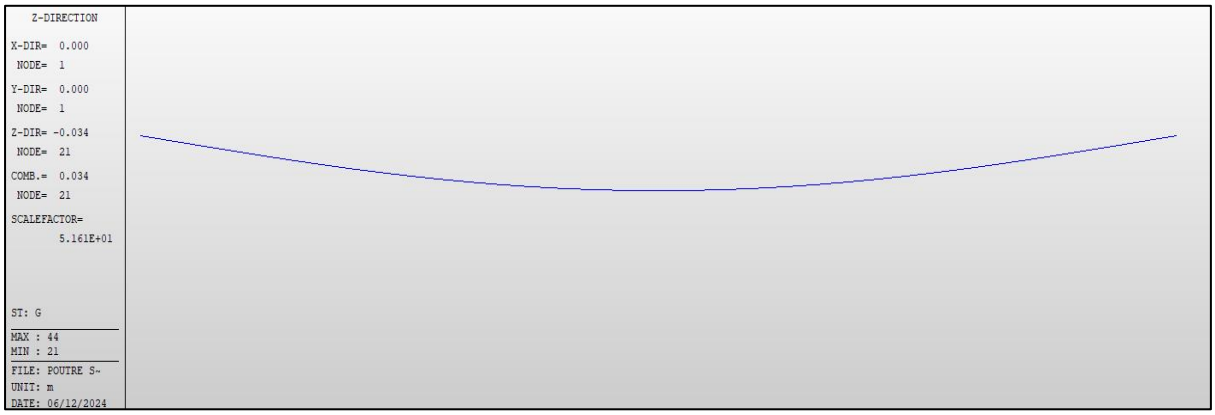


Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre.

D'après le diagramme on constate que La fléché maximale de la poutre due au poids propre est égale à **3.4 cm**.

VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte

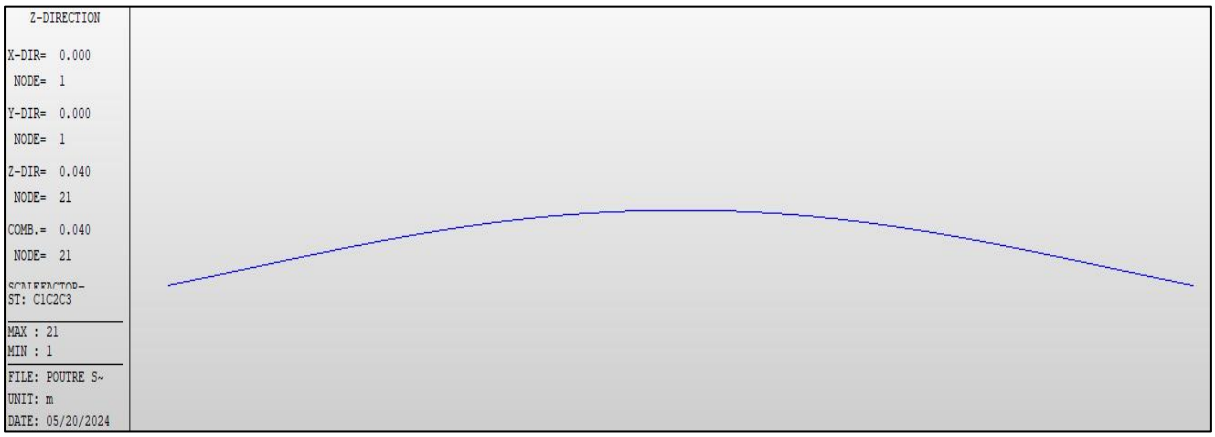


Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme, on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontrainte (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à **4 cm**.

VI.2.3 Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par :

$f_e = 3/4 (|f_p| - |f_g|) = 3/4 (0.04 - 0.034) = 0.45$ cm

VI.2.4 Flèche maximale à l'ELS

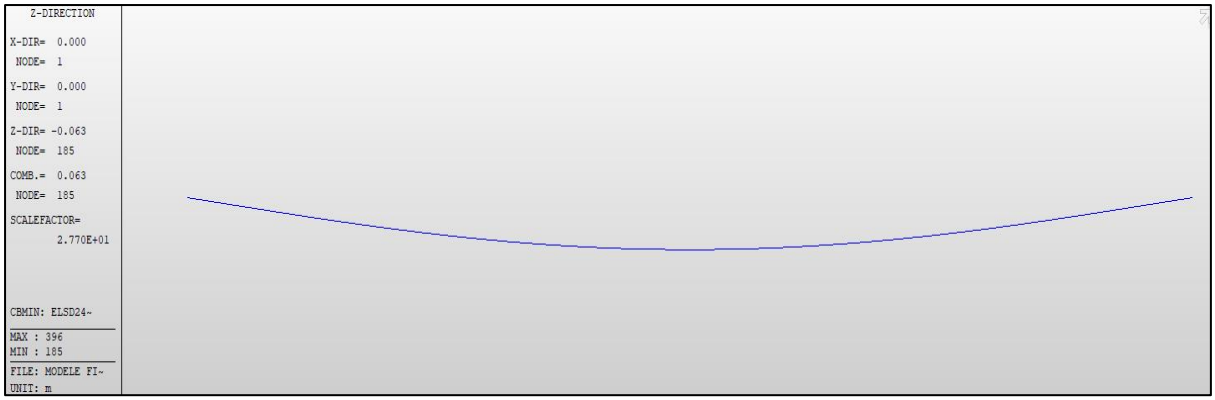


Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

D'après ce diagramme, on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 6.3cm.

VI.2.5 Flèche Totale

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

$$f_T = f_{ELS} + f_p + f_c = 6.3 - 4 + 0.45 = 2.75 \text{ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{35}{500} = 7\text{cm}$$

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inferieur a la flèche admissible.

$$f_t < f_{adm}$$

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

VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1 Principe de ferraillage

La fonction des entretoises est d'encastrer la poutre en torsion et de solidariser la section transversale, mais ils sont nécessaires, notamment lors des opérations de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis.

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

Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier.

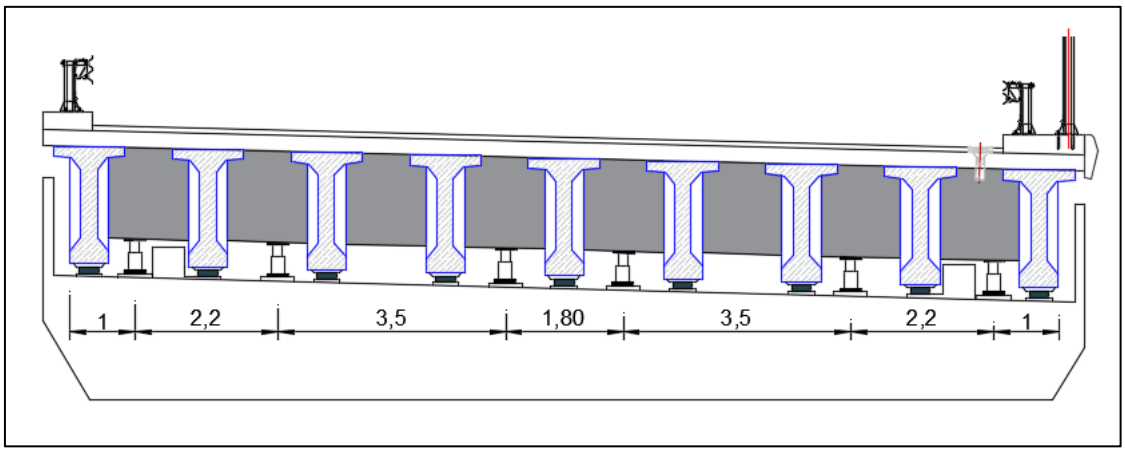


Figure VI.4 : Positions des vérins.

VI.3.2 Evaluation des efforts

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

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : **G × L/2**

Avec :
G : poids de tablier par mètre linéaire 321.48 KN/ml
L : la longueur de la travée L= 35 m

AN : 321.42 × 35/2 = 5 625.90 KN

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 370.13 KN/ml.

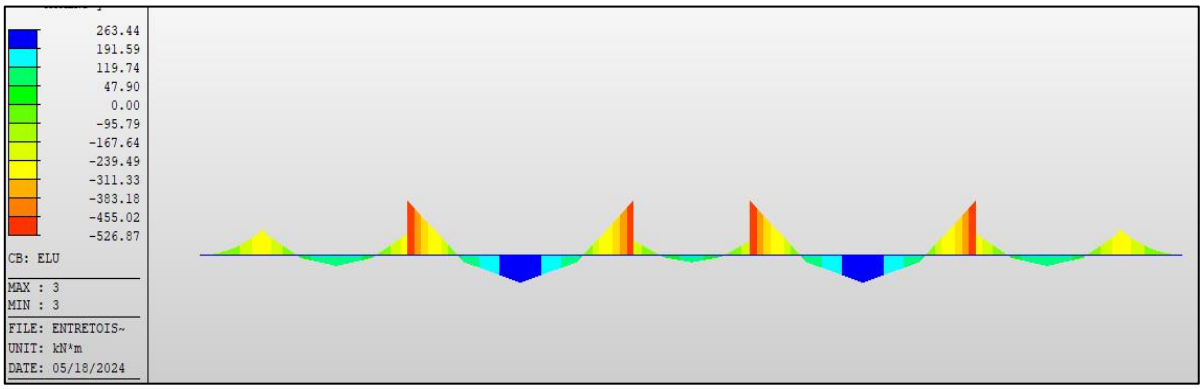


Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU (Midas civil).

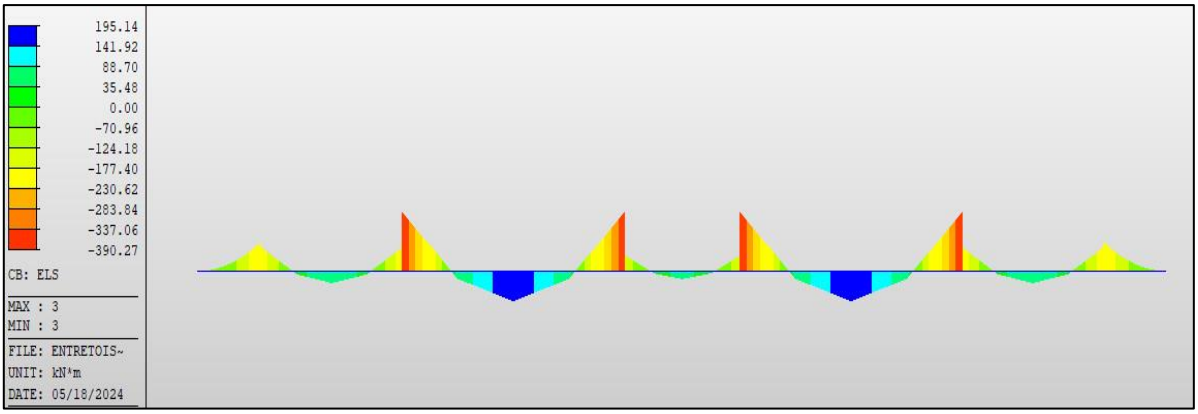


Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

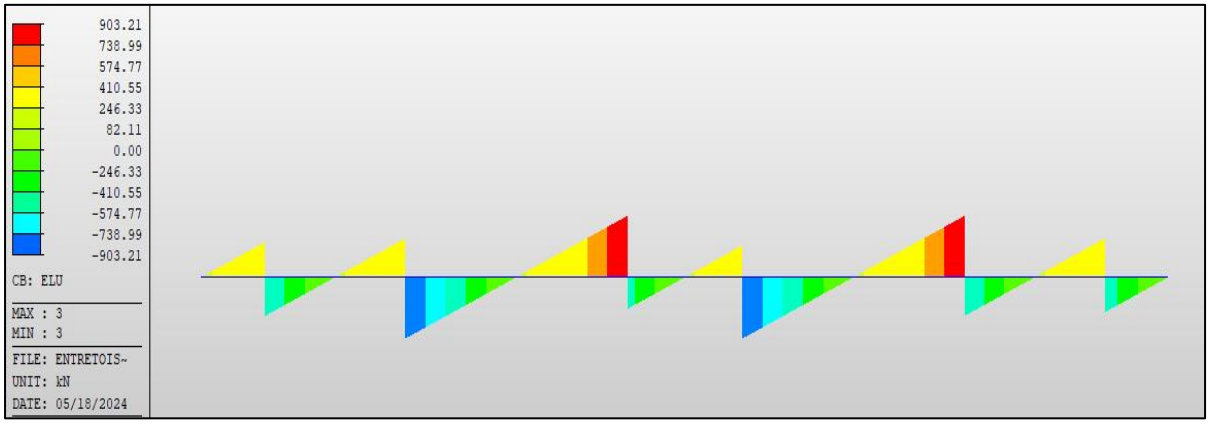


Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise

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

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Armateurs	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale supérieure	13.8	4 HA16+4HA14	15
Longitudinale inférieure	6.7	4HA16	15
Armateurs transversale	2.3	2HA12	13
Armateurs de peau	≥ 3 cm^2/ml	HA12	15

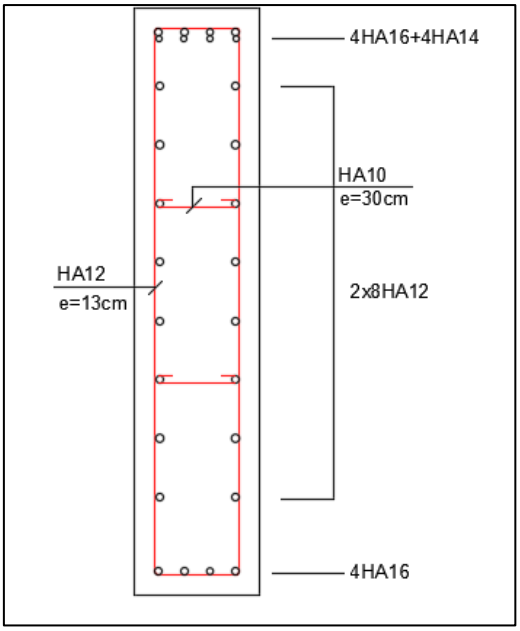


Figure VI.8 : Ferraillage de l'entretoise.

VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé qui joue le rôle d'entretoise, donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres qui à leur tour les transmettront aux fondations, elle est soumise à deux types de flexion :

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

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

VI.4.1 Géométrie de l'Hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- l'épaisseur : 25 cm.
- la largeur : 16 m
- la longueur : le long de l'ouvrage.

VI.4.2 Evaluation des efforts :

La longueur de l'hourdis est fixée à 1 mètre, tandis que les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont maintenues conformes aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle incluent les mêmes actions définies dans le chapitre III (telles que le poids propre, le poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

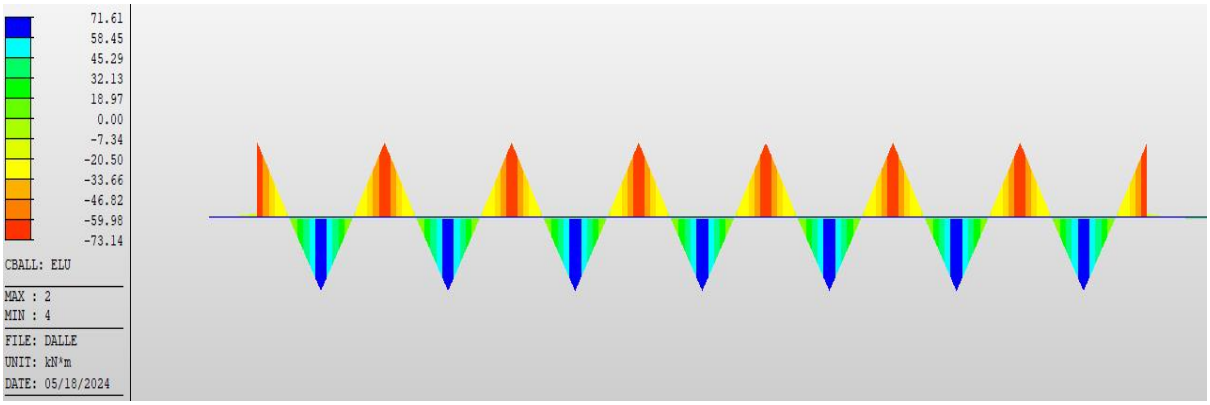


Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU (Midas Civil).

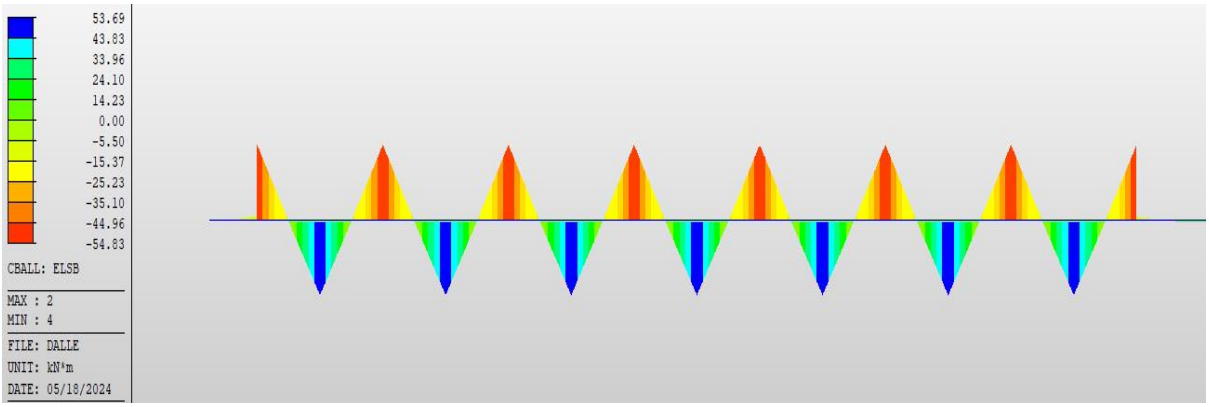


Figure VI.10 : Moment max de la dalle à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Tableau VI.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
73.14	71.61	54.83	53.69

VI.4.3 Ferraillage de la dalle

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'**Annexe D**. Le ferraillage longitudinal est égal à 1/3 du ferraillage transversale.

Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Nappe	Amateures transversale			Amateures longitudinale		
	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	13.6	HA14	10	4.53	HA12	20
Inférieure	13.3	HA14	10	4.43	HA12	20

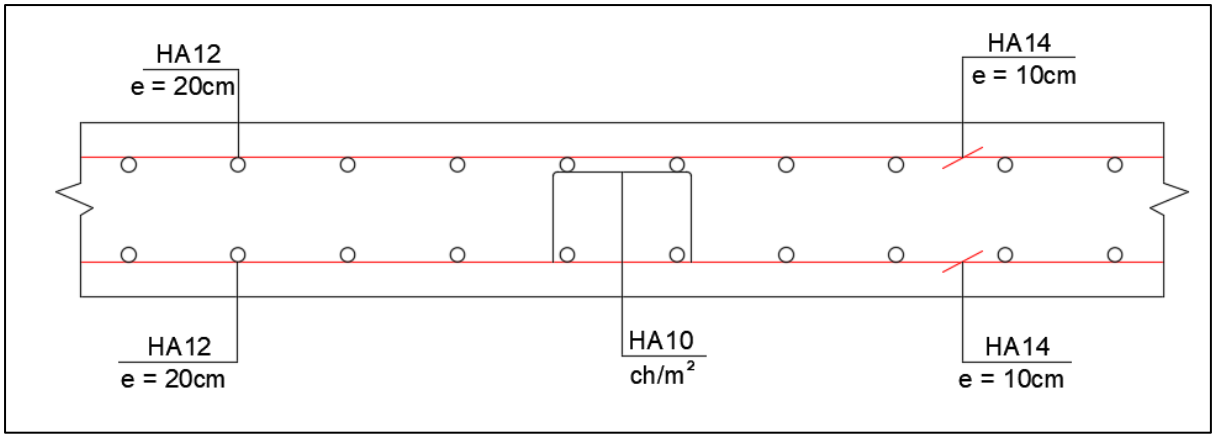


Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle.

VI.5 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 VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VII.1 INTRODUCTION

Les équipements, désignant une variété de dispositifs en termes de nature, de conception et de fonctionnement, revêtent une importance primordiale pour la viabilité d'une structure contribuant à son bon fonctionnement et à la sécurité des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements indispensables pour l'ouvrage, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VII.2 APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux tout en garantissant une certaine flexibilité qui réduit les contraintes et assure la durabilité de l'ouvrage.

VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui

Le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié par SETRA, affirme que ces appareils (AAEF) et ceux des appareils d'appui à pot (AAP), représentent 90 % des dispositifs d'appui utilisés dans les ponts.

Pour l'ouvrage étudié, nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté pour les raisons suivants :

-Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle.
-Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
-N'exige aucun entretien.
-Leur coût est relativement modéré.

VII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B

Les appareils d'appui du type B comportent « n+1 » frettes 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.

VII.2.2.1 Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU.

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

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} = 1.39 MN)

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

Donc : $a \times b \geq 695$ cm^2, on prendra : a = 300 mm et b = 400 mm

VII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$ (b : plus grand côté)

Donc : 40 mm ≤ T ≤ 80 mm

VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes : $\begin{Bmatrix} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{Bmatrix}$

Avec : $\begin{pmatrix} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 9.52 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 11.58\ MPa \end{pmatrix}$

G = 0.9 MPa (cas statique).

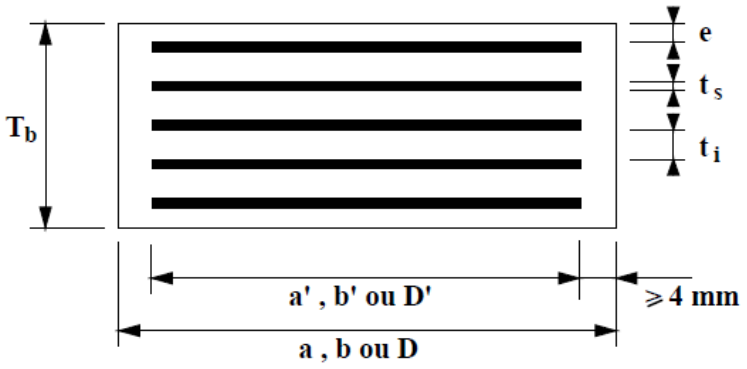
σ_e : contrainte limite de traction des frettes (σ_e = 235 MPa).

Donc : t_s = 2.07 mm

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

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

Dimension	Valeur (mm)
a	300
b	400
t_i	10
t_s	3
n	4
e	5
T_b	65
T	50



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.

t_s: épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure .

Enrobage des chants : 4 mm.

VII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$K_{A-app} = \frac{G \times a \times b}{T}, \quad K_{pile} = n_f \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}, \quad K_{Appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

Avec :

G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique (G = 1.2 MPa).

n_f : nombre des fûts composants la pile ($n_f = 3$).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.

E : module de déformation instantané de béton, f_{c28} = 27 MPa → E = 33 000 MPa

En ce qui concerne la culée, elle est considérée comme infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

Tableau VII.2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	h(m)	I (m^4)	K_{pile} (MN/m)	K_{A-app} (MN/m)	n_{A-app}	K_{Appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	2.88	9	25.92
P1	7.9	0.25	149.62	2.88	18	38.50
P2	11.06	0.25	54.53	2.88	18	26.57
P3	12.85	0.25	34.77	2.88	18	20.81
P4	15.29	0.25	20.64	2.88	18	14.76
P5	15.71	0.25	19.03	2.88	18	13.92
P6	14.22	0.25	25.66	2.88	18	17.16
P7	12.78	0.25	35.34	2.88	18	21.01
P8	9.58	0.25	83.90	2.88	18	32.04

Donc : $K_{long} = \sum K_{Appui}$ = 236.62 MN/m

Tableau VII.3 : Raideurs transversales des appuis.

Appui	h(m)	I (m^4)	K_{pile} (MN/m)	K_{A-app} (MN/m)	n_{A-app}	K_{Appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	2.88	9	25.92
P1	7.9	101.29	20 338.57	2.88	18	51.71
P2	11.06	101.29	7 412.02	2.88	18	51.48
P3	12.85	101.29	4 725.99	2.88	18	51.28
P4	15.29	101.29	2 805.30	2.88	18	50.90
P5	15.71	101.29	2 586.27	2.88	18	50.82
P6	14.22	101.29	3 487.41	2.88	18	51.08
P7	12.78	101.29	4 804.07	2.88	18	51.29
P8	9.58	101.29	11 405.26	2.88	18	51.61

$K_{trans} = \sum K_{Appui}$ = 436.09 MN/m

VII.4 ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis les actions sismiques doit garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas d'un séisme potentiel.

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

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **I** (faible sismicité).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.12** (RPOA, Tableau 3.1).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (Béton armé), **ξ =5%.**
- Le module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique : G = 1.2 MPa.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

VII.4.1 Méthode Monomodale

La méthode monomodale peut s'appliquer dans le cas où le comportement dynamique de l'ouvrage peut être représenté par un modèle à un seul degré de liberté. Dans ce cas, il y'a lieu de considérer le mode fondamental dans lequel est reportée la totalité de la masse vibrante.

Avant d'adopter cette méthode sur notre ouvrage, il est essentiel de procéder à une vérification des conditions d'applicabilité :

❖ **Masse modale :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, cela revient à vérifier la masse des piles est inférieure à 43% de la masse de tablier ($M_p < 0.43\ M_t$).

M_t = G × nombre de travées = 103 118.4 KN.

$M_p = M_{chevêtre} + M_{fût}$ = 24 338.07 KN.

0.43 M_t = 44 340.91 KN Alors $\mathbf{M_p < 0.43\ M_t}$ **(condition vérifiée).**

❖ **Angle de biais :**

L'ouvrage étudié est droit **(condition vérifiée).**

❖ **Courbure de pont :**

Angle balayé en plan par la tangente à l'axe (7.5 gr) est inférieur à 30 gr (**condition vérifiée).**

❖ **Symétrie transversale :**

La distance entre le centre de masse de tablier et le centre élastique (centre des raideurs) des appuis n'excède pas 5 % de la longueur total de tablier.

La position de centre des raideurs est : $X_R = \frac{\sum K_i x_i}{K_T}$ = 157.26 m

|157.26 – 157.36| = 0.1 m << 0.05 × 314.71 = 15.74 m (**condition vérifiée).**

VII.4.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

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

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

$$\mathbf{F = M \times S_{ae}(T, \xi)}$$

Où :

M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : M = 10 311.84 t

$S_a(T)$: accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

g : accélération de pesanteur (g = 9.8m/s^2).

A : coefficient d'accélération (A = 0.12).

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

S : coefficient de site (S = 1.1).

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T_1 , T_2) = (0.15, 0.4).

T : période fondamentale de l'ouvrage, $\mathbf{T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{k}} = 1.31s}$.

❖ **Force sismique longitudinale :**

On a $T_2 \leq T = 1.31\ s \leq 3\ s$

Donc $S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) = 0.99\ m/s^2$

$F_L = M \times S_{ae}(T, \xi) = 10\ 208.72\ KN$

❖ **Le déplacement de tablier par rapport au sol :**

$$d_{L-tablier} = \frac{T^2}{4\times\pi^2} \times S_{ae}(T, \xi) = 4.3\ cm$$

❖ **La force repartie sur chaque appui :**

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideurs : $\mathbf{F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} F_L}$

Tableau VII.4 : Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appui	C1/C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
F_L (KN)	1 118.29	1 661.04	1 146.33	897.83	636.80	600.56	740.35	906.45	1 382.33
d_L (m)	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043

VII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversale

Selon les caractéristiques particulières de pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approche différentes à savoir :

- le modèle à tablier rigide.
- le modèle à tablier flexible.

Les appareils d'appui en élastomère fretté définissent la liaison entre le tablier et l'infrastructure, ce qui signifie que le calcul est réalisé en se basant sur le modèle du tablier rigide.

La force appliquée au tablier dans la direction transversale du pont est définie par la formule suivante :

$$\mathbf{F_T = M_T \times S_{ae}(T, \xi))}$$

Avec : M_T = 103 118.4 KN

❖ **Force sismique transversale :**

On a $T_2 \leq T = 0.94\ s \leq 3\ s$

Donc $S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) = 1.37\ m/s^2$

$F_T = M \times S_{ae}(T, \xi) = 14\ 127.22$ KN.

Tableau VII.5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui

Appui	C1/C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
$\mathbf{F_T}$ **(KN)**	792.33	1 581.20	1 574.18	1 568.06	1 556.44	1 553.99	1562	1 568.40	1 578.15
$\mathbf{d_T}$ **(m)**	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031

VII.4.1.3 Evaluation de l'effort sismique vertical

Notre ouvrage est situé dans la zone sismique I (faible sismicité), selon RPOA l'effet vertical de séisme est négligeable.

VII.4.2 Méthode de Spectre de Réponse

Pour une analyse multimodale, un modèle 3D en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul MIDAS Civil v2022.

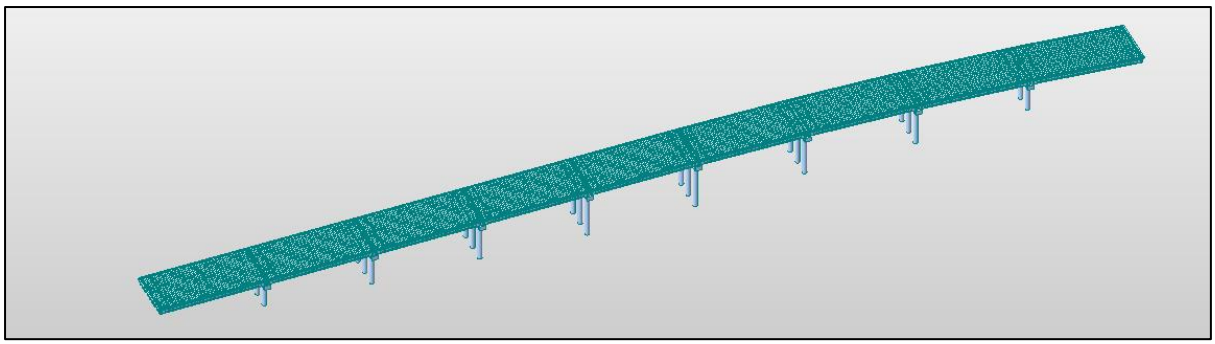
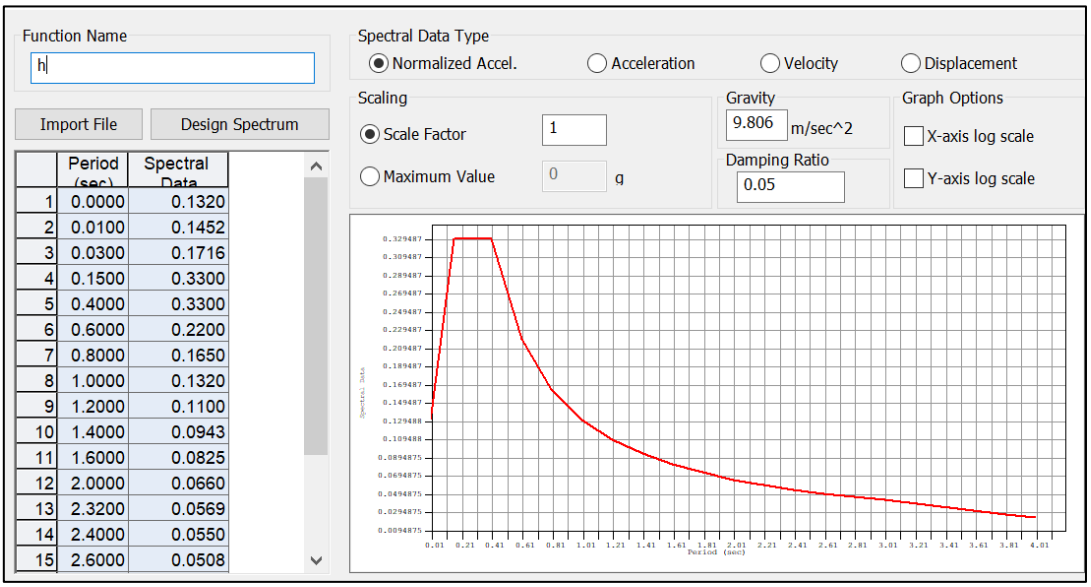


Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal.

VII.4.2.1 Spectre de réponse de composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre donné en **VII.4.1.1**, où T est la période de mode propre considéré dans la direction considérée.



	Period (sec)	Spectral Data
1	0.0000	0.1320
2	0.0100	0.1452
3	0.0300	0.1716
4	0.1500	0.3300
5	0.4000	0.3300
6	0.6000	0.2200
7	0.8000	0.1650
8	1.0000	0.1320
9	1.2000	0.1100
10	1.4000	0.0943
11	1.6000	0.0825
12	2.0000	0.0660
13	2.3200	0.0569
14	2.4000	0.0550
15	2.6000	0.0508

Figure VII.2 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

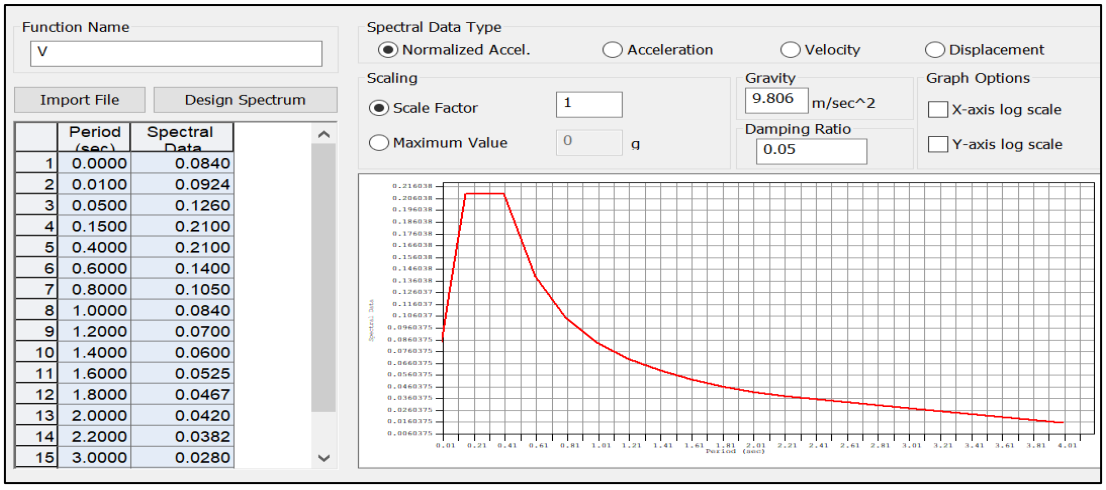
VII.4.2.2 Spectre de réponse de composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T,\xi) = \begin{cases} \alpha A g\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha\eta A g S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha\eta A g S\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\alpha\eta A g S\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α = 0.7 (zone I).

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.



	Period (sec)	Spectral Data
1	0.0000	0.0840
2	0.0100	0.0924
3	0.0500	0.1260
4	0.1500	0.2100
5	0.4000	0.2100
6	0.6000	0.1400
7	0.8000	0.1050
8	1.0000	0.0840
9	1.2000	0.0700
10	1.4000	0.0600
11	1.6000	0.0525
12	1.8000	0.0467
13	2.0000	0.0420
14	2.2000	0.0382
15	3.0000	0.0280

Figure VII.3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale).

VII.4.2.3 Modes significatifs

Lorsqu'on analyse la réponse structurelle d'un système, il est essentiel de considérer tous les modes qui contribuent de manière significative à cette réponse. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont MT.

Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Mais afin de ne pas négliger l'effet de séisme vertical, on examine les 40 premiers modes, pour lesquels la participation dans le sens Z atteint 66.1 %.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe E**) :

Tableau VII.6 : Modes propres.

Modes	Période	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		Ux	Uy	Uz	Cumul x	Cumul y	Cumul z
1	1.57	**97.79**	0.02	0	97.79	0.02	0
2	1.33	0.04	**72.81**	0	97.83	72.83	0
3	1.17	0	0.97	0	97.83	73.8	0
4	1.07	0.01	20.63	0	97.84	94.43	0
…	…	…	…	…	…	…	…
40	0.14	0	0.05	0.25	99.02	95.95	66.1

VII.4.2.4 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.

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

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

VII.4.2.5 Combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous. Tous les résultats sont donnés à **l'ANNEXE E**.

$$\boldsymbol{E} = \begin{Bmatrix} \mathbf{E_1} = \mathbf{E_x} \pm \mathbf{0,3E_y} \pm \mathbf{0,3E_z} \\ \mathbf{E_2} = \mathbf{E_y} \pm \mathbf{0,3E_x} \pm \mathbf{0,3E_z} \\ \mathbf{E_3} = \mathbf{E_z} \pm \mathbf{0,3E_x} \pm \mathbf{0,3E_y} \end{Bmatrix}$$

VII.5 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

VII.5.1 Resistance à la Compression

On vérifie que : $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20\ MPa}$

❖ **Application numérique :**

N = 1.39 MN donc σ_m = 11.58 MPa ≤ 20 MPa → **condition vérifiée.**

VII.5.2 Sécurité au Flambement

On vérifie que : $\boldsymbol{\gamma_s \times P_u \leq P_c}$

γ_s: le coefficient de sécurité ; γ_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 : $P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$

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 : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)}$ = 8.57.

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

❖ **Application numérique :**

S = 8.57, P_c = 6.35 MN

P_u = 1.39 MN

$\gamma_s \times P_u$ = 4.17 ≤ P_c = 6.35 → **condition vérifiée.**

VII.5.3 Limitation de la Distorsion

On vérifie que : $\boldsymbol{\delta = \tan\gamma < \delta_c = \begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } P \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P) & \text{si } P > 0.25 \end{cases}}$

$P = \frac{P_u}{P_c}$

$\delta_0 = \frac{C}{T_b}$, borné par ($0.7 < \delta_0 < 2$).

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 300mm).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

❖ **Application numérique :**

T_b = 65 mm

P = 0.21 ≤ 0.25

δ_0 = 4.61, on prend δ_0 = 2 → δ_c = 1.168

$d = d_{seisme} + d_{r+f} + 0.4\ d_t + 0.2\ d_{freinage} = 0.056 + 0.01 + 0.4 \times 0.007 + 0.2 \times 0.014$

d = 0.072 m → $\delta = \frac{0.058}{0.065}$ = 1.10 < δ_c = 1.168 → **condition vérifiée.**

VII.5.4 Condition de Non-Glissement

On vérifie l'inégalité suivante : **H < f × N**

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement, $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$

❖ **Application numérique :**

Cas de pile :

$N = R_G + R_{seisme\ max\ pile} + 0.2 \times R_{surcharge\ max\ pile} = 0.63 + 0.1 + 0.2 \times 0.129$

$N = 0.76MN$

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 6.3MPa \rightarrow f = 0.2$

$H = H_{s\ pile} + 0.4\ H_T + H_{r+f} + H_{freinage\ max} = 0.18\ MN$

Donc $H = 0.18 > f \times N = 0.14$ (**condition non vérifie**)

Cas de la culée :

$N = R_G + R_{seisme\ max\ culee} + 0.2 \times R_{surcharge\ max\ culee} = 0.63 + 0.17 + 0.2 \times 0.198$

$N = 0.84\ MN$

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 7\ MPa \rightarrow f = 0.19$

$H = H_{s\ culee} + 0.4\ H_T + H_{r+f} + H_{freinage\ max} = 0.18\ MN$

Donc $H = 0.18 > f \times N = 0.13$ (**condition non vérifiée**)

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VII.6 DES D'APPUI

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.

VII.6.1 Dimensionnement des Dés d'Appui

❖ **Dimensions en plan :**

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73), Les bossages présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm. mais puisqu'on a choisi une hauteur des bossages de 10 cm minimum, alors ce débord est à porter à 10 cm. Donc :

$A = a + 150 = 450\ mm$

$B = b + 150 = 550\ mm$

La hauteur de dé d'appui présente une hauteur minimum de : $H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}$

Donc $H \geq 171.4\ mm$

VII.6.2 Ferraillage de Dé d'Dppui

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).

❖ **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} :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.39}{434.78} = 7.99 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : 4HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chinage devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.39}{434.78} = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend : 2HA16} = 4.02 \text{ cm}^2$$

❖ **Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$A_h = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.39}{434.78} = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ on prend : 2HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Frette inférieure :**

Une frette inferieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h, à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.39}{434.78} = 3.19 \text{ cm}^2 \text{ on prend : 2HA16} = 4.02 \text{ cm}^2$$

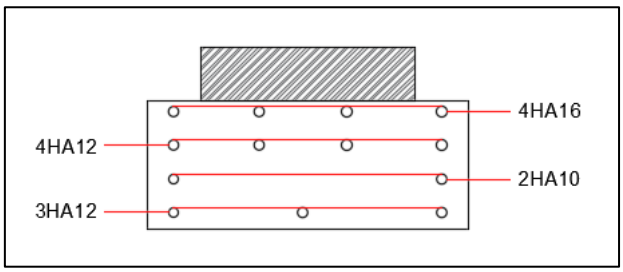


Figure VII.4 : Ferraillage de dé d'appui.

VII.7 PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisées 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 55 cm.
- des dimensions en plan (65 × 65) cm^2
- un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

VII.8 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure de tablier, afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, due à la variation de la température, les effets de trafic et aux effets propres à chaque matériau. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle et l'intensité de trafic.

VII.8.1 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 :

$$W = W_D + 0.4\ W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$W_D = \varepsilon_{r+f} \times l_0 = 5.5 \times 10^{-4} \times 20.65 = 0.011$ m.

W_T : souffle thermique.

$W_T = \alpha \times l_0 \times \Delta t = 9.9 \times 10^{-6} \times 20.65 \times 35 = 0.0072$ m.

W_s : souffle sismique. $W_s = 0.056$ m.

Donc : W = 0.036 m.

VII.8.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle (S < 50 mm) calculé et selon l'angle de biais (100gr) et à l'aide du catalogue des joints de chaussée :

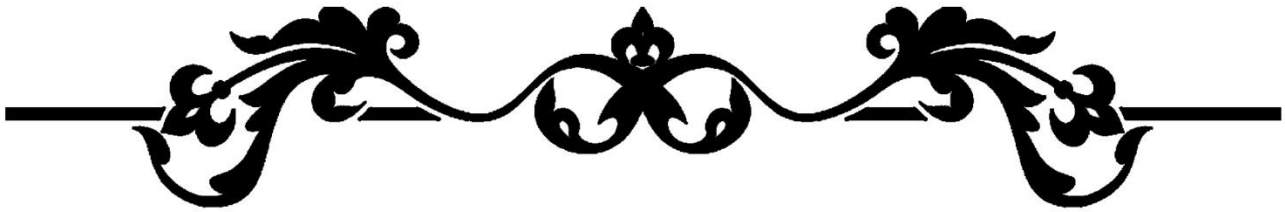
Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S >250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VII.5 : type de joint de chaussée.

Donc le modèle de joint de chaussée choisit est **JEP3**.

VII.9 CONCLUSION

Les équipements d'un pont sont essentiels à sa conception, à son calcul et à sa résilience. Ce sont ces éléments qui permettent à un pont de remplir ses fonctions vis-à-vis des usagers, en particulier en cas de séisme, en assurant sa stabilité et sa sécurité.



Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape fondamentale du projet, étroitement liée à l'ensemble de l'ouvrage. Son rôle consiste à transmettre les charges et surcharges exercées vers le sol via les fondations.

Dans ce chapitre, nous aborderons les différentes étapes de dimensionnement des piles et des culées de notre pont.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que le séisme, le freinage, la dilatation thermique, le retrait et le fluage, et des charges verticales telles que son poids propre et le poids de tablier et ses surcharges.

VIII.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.

Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles.

	Position	Hauteur de fût (m)	Hauteur totale (m)
Pile 01	PK 2 + 249.22	7.9	9.4
Pile 02	PK 2 + 284.32	11.06	12.56
Pile 03	PK 2 + 319.42	12.85	14.35
Pile 04	PK 2 + 354.52	15.29	16.79
Pile 05	PK 2 + 389.62	15.71	17.21
Pile 06	PK 2 + 424.72	14.22	15.72
Pile 07	PK 2 + 459.82	12.78	14.28
Pile 08	PK 2 + 494.92	9.58	11.08

VIII.2.1.1 Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du 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, $L_f = 0.7\ L_0$.

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 VIII.2 : Vérification de flambement de la pile la plus haute.

Appui	Pile 05
L_f	11
i_x	0.375
i_y	0.375
λ_x	29.33
λ_y	29.33

Donc pas de risque de flambement.

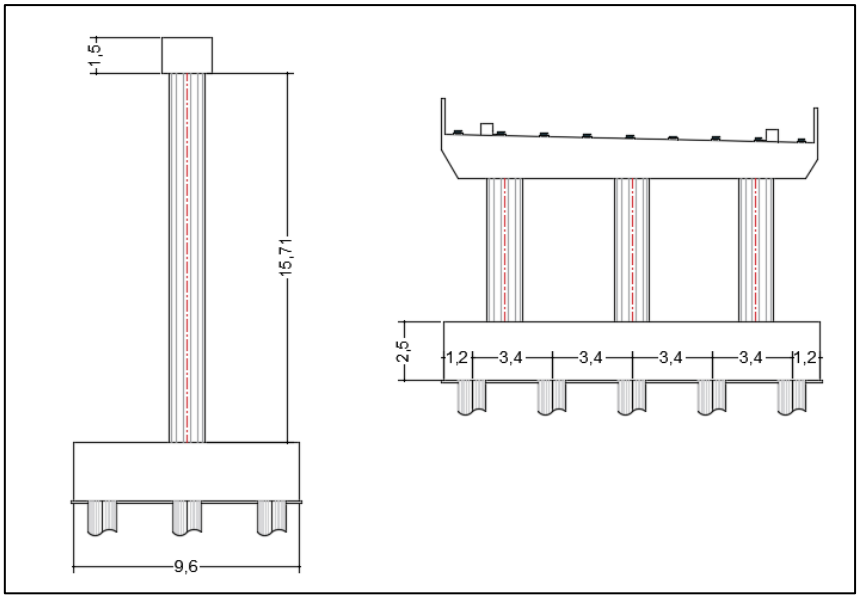


Figure VIII.1 : Formes et dimensions des piles.

VIII.2.2 Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier la pile la plus haute (pile 05).

VIII.2.2.1 Efforts statiques

Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Sollicitation	Charges	Pile 05
Vertical (KN)	G (chevêtre)	1 236.38
	G (futs)	2 081.08
	G (tablier)	11 453.75
	A(L)	2 442.86
	Bc	1 780.67
	Bt	797.17
	Mc120	1 136.84
	D240	2 110.59

Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage A(L)	49.70
	Freinage Bc	75.19
	Température	139.07
	Retrait + fluage	220.75
Moment Longitudinal (KN.m)	Freinage A(L)	855.42
	Freinage Bc	1 293.96
	Température	2 393.45
	Retrait + fluage	3 799.13

VIII.2.2.2 Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et données à l'**Annexe E**. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau VIII.4 : réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fut.

Réactions	Pile 05
R_V (KN)	1 991.2
R_L(KN)	274.10
R_T(KN)	626.3
M_L(KN)	3 813.8
M_T(KN)	5 008.6

VIII.2.2.3 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

ELS: G + 1.2 A(L) + St + 0.6ΔT + D

ELU: 1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9ΔT + D

ELA (ΨQ = 0) : G + E + 0.4ΔT+D

Tableau VIII.5 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaisons	Pile 05
R_V (KN)	ELS	5 900.88
	ELU	7 949.90
	ELA	6 914.93
R_L(KN)	ELS	101.39
	ELU	115.30
	ELA	366.22
R_T(KN)	ELA	626.3
M_L(KN.m)	ELS	2 087.24
	ELU	2 440.64
	ELA	5 399.31
M_T(KN.m)	ELA	5 008.6

VIII.2.3 Ferraillage des Eléments de la Pile

VIII.2.3.1 Ferraillage des fûts

Les résultats de ferraillage sont les suivants (voir **ANNEXE D)** :

Tableau VIII.6 : Ferraillage des fûts de la pile.

Armateur	Efforts	ELU	ELS	ELA	As (cm^2)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinal	R_V(KN)	7 949.90	5 900.88	6 914.93	176.70	25	32	17.5
	M_L(KN.m)	2 440.64	2 087.24	5 399.31				
	M_T(KN.m)	0	0	5 008.60				
Transversal	R_L(KN)	115.30	101.39	366.22	4.02	2	16	15.0 Zone.critique
	R_T(KN)	0	0	626.3				30.0 Zone.courante

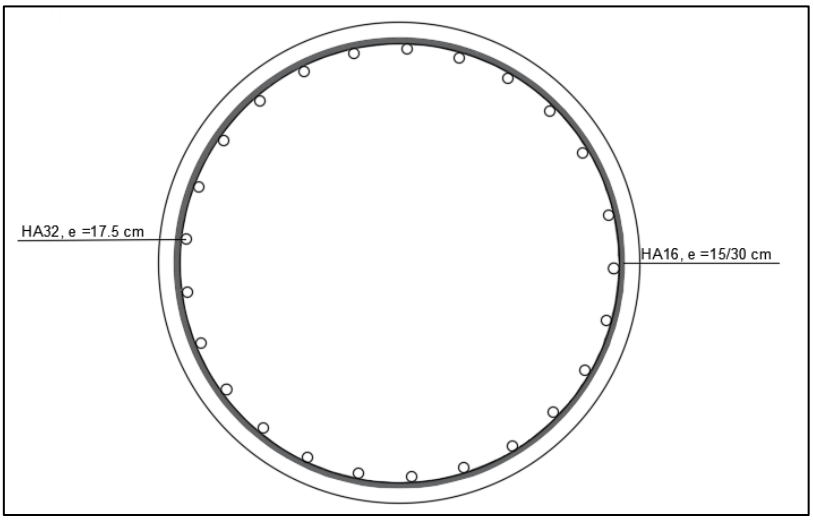


Figure VIII.2 : Ferraillage de fût.

VIII.2.3.2 Ferraillage de chevêtre

La modélisation de chevêtre est faite à l'aide de logiciel MIDAS civil :

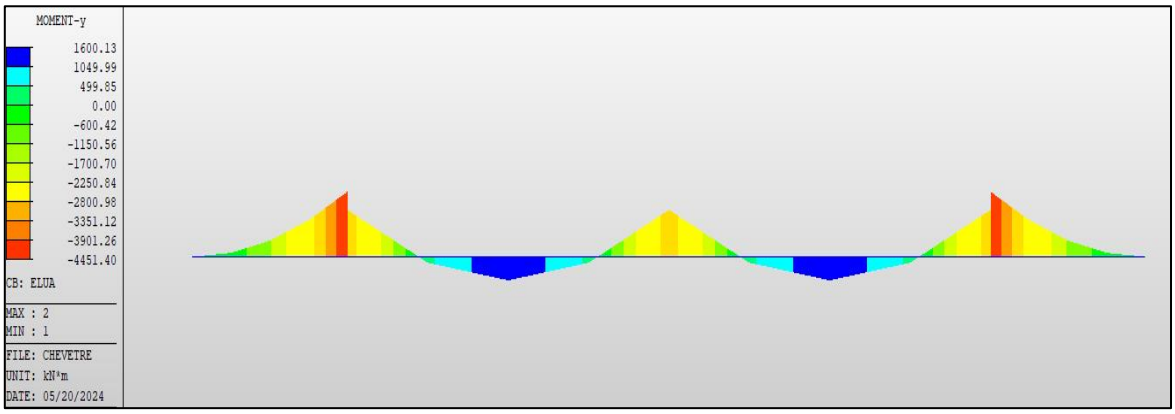


Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St.

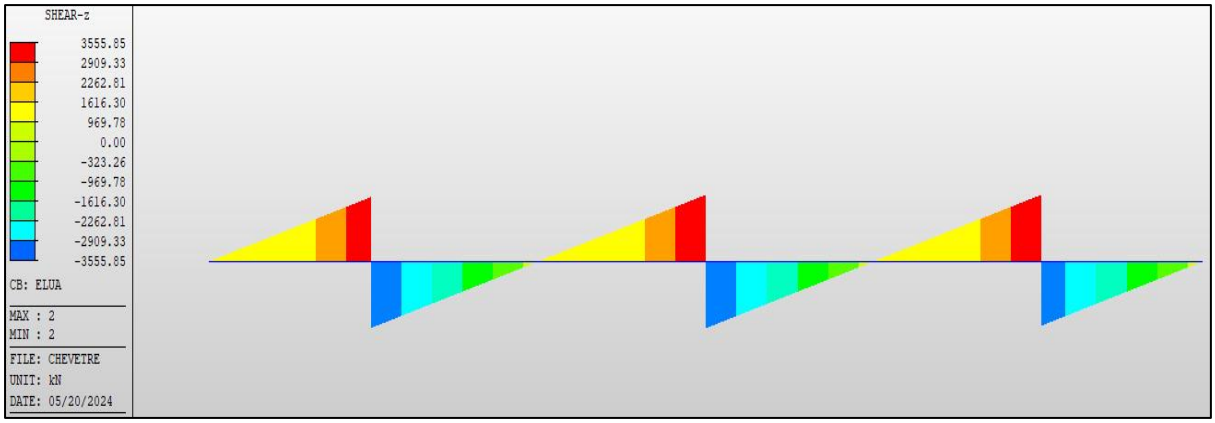


Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l))+1.6St.

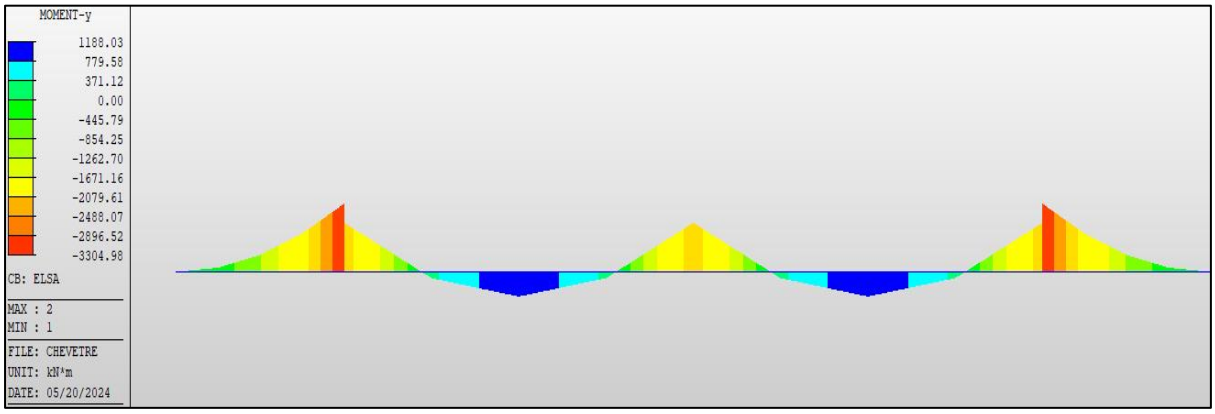


Figure VIII.5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.

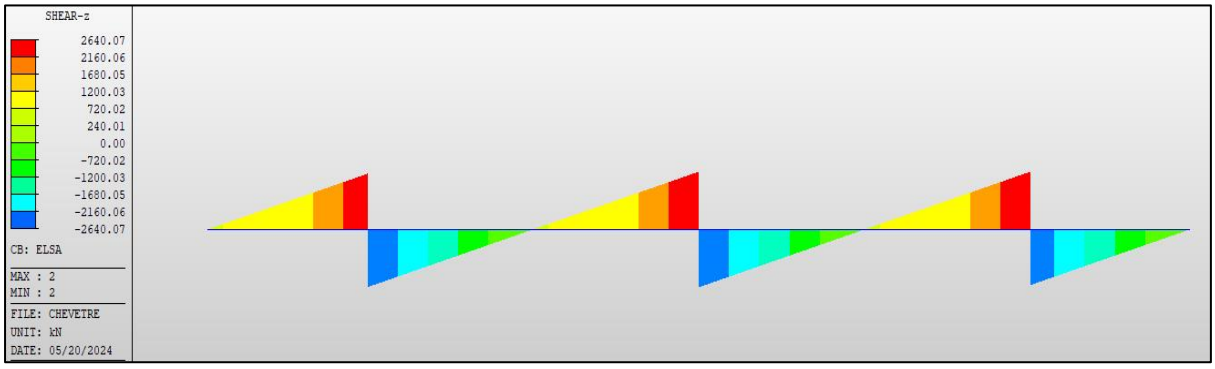


Figure VIII.6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.

Tableau VIII.7 : Ferraillage de chevêtre.

Armature		Effort max	ELU	ELS	As	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	Moment (kN.m)	4 451.4	3 304.98	121.8	16	32	13
	Nappe inf	Moment (kN.m)	1 600,13	1 188.03	42.1	16	20	13
Transversale		Effort trenchant (KN)	3 555.85	2 640.07	4.02	2	16	15 /10

❖ **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 :

$$\mathbf{L_t = L_c \ \ si \ \ L_c \leq Ø + H_c}$$
$$\mathbf{L_t = Ø + H_c \ si \ \ L_c > Ø + H_c}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par : $\boldsymbol{\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}}$

Avec :

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$
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 ferraillage est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{A_s = \frac{1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{C \times P}{2\,\Omega}} \ \mathbf{, C = Max\ (C1, C2)}$$

Avec :

C1 : moment de torsion en phase de construction.
C2 : moment de torsion en service.
P : périmètre de chevêtre.
$\overline{\sigma_a}$: contrainte admissible de l'acier, $\overline{\sigma_a}$ = 2/3 Fe.

❖ **Application numérique :**

L_c = 2.1 m, Ø = 1.5 m, H_c = 1.5 m
On a $L_c \leq Ø + H_c$ donc L_t = 2.1m
C1 = 105.54 KN.m/ml C2 = 61.15 KN.m/ml
b_n = 0.25 m Ω = 2.31 m^2
P = 6.7 m $\overline{\sigma_a}$ = 333.33 MPa
A_s = 4.53 cm^2 on opte pour 5 HA 12 avec um espacement de 30 cm.

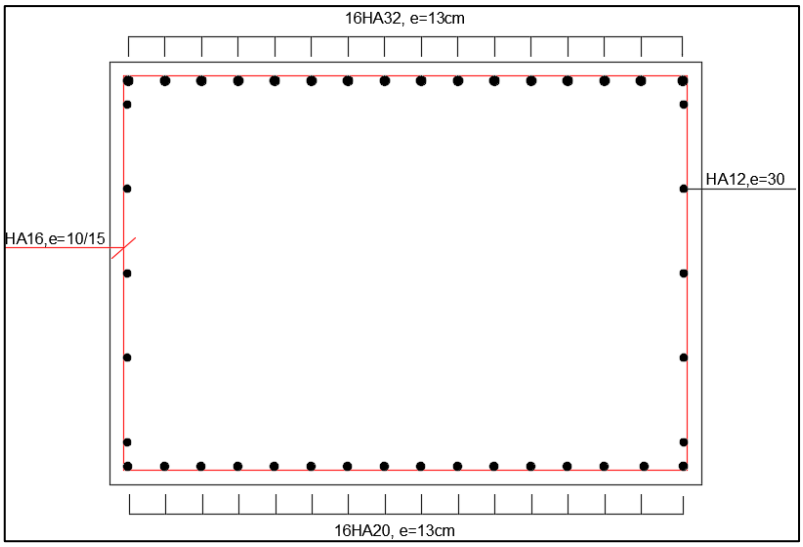


Figure VIII.7 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale).

VIII.2.4 Etude de Fondation de la Pile

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 15m de longueur et de 1.2m de diamètre.

VIII.2.4.1 Etude de la semelle

La semelle a le rôle de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII.8 : Dimensions de la semelle de la pile.

Longueur	16m
Largeur	6m
Epaisseur	2m

VIII.2.4.2 Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Tableau VIII.9 : Efforts agissants sur la semelle.

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
G tablier	11 453.75	/	/	/
G chevêtre	1 236.38	/	/	/
G futs	2 081.08	/	/	/
G semelle	4800	/	/	/
AL	2 442.86	49.70	19.21	954.82
Bc	1 780.67	75.19	19.21	1 444.33
Mc 120	2 110.59	/	/	/
D240	63	/	/	/
St	2 442.86	/	/	/
Température	/	139.07	19.21	2 671.60
Retrait + fluage	/	220.75	19.21	4 240.64

Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G+1.6A(l)+1.6St+0.9Δt+D	34 217.71	8 172.81
ELS	G+1.2A(L)+St+0.6ΔT+D	25 382.64	6 989.40
ELA	G+E+0.4ΔT+ D	21 562.41	9 123.08

VIII.2.4.3 Nombre des pieux

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante : $\mathbf{n = \frac{N}{Q_p}}$

n : le nombre des pieux.

N : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : la capacite portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

❖ **Application numérique**

$n = \frac{N}{Q_p} = \frac{25\,382.64}{7\,661} = 4$

Donc, on prend 10 pieux de 15m de profondeur.

VIII.2.4.4 Effort revenant à chaque pieu

$$\mathbf{R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{yi^2}}$$

N : effort normal.

M_{yi} : moment maximal.

n : nombre des pieux = 10.

yi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

yi =1.8 m.

Tableau VIII.11 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)	Q_p(KN)
ELU	2 496.47	3 569.47	12 965
ELS	1 861.96	2 683.65	7 661
ELA	1 649.40	2 663.08	15 125

$R_{max-ELS}$ = 2 683.65 KN < 7 661KN

$R_{max-ELU}$ = 3 487.02 KN < 12 965 KN

$R_{max-ELA}$ = 2 663.08 KN < 15 125 KN → Donc pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} > 0$ → Donc pas de risque de soulèvement.

VIII.2.4.5 Ferraillage de la semelle

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45^\circ} \\ \mathbf{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases}$$

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux, L = 3.6m.

b : diamètre de fut , b = 1.5m.

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 1.9m.

$$\text{On a} \begin{cases} \tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 53.16^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow h = 1.9 \geq 1.425m \end{cases}$$

❖ **Armatures transversales inférieures**

$$\mathbf{A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}}$$

Condition normale :

$N_{max\,ELS}$ = 2.68 MN
$\overline{\sigma_a}$ = 2/3 × Fe = 333.33 MPa
A_S = 60.3 cm^2

Condition sismique :

$N_{max\,ELA}$ = 2.66 MN
$\overline{\sigma_a}$ = 500 MPA
A_S = 39.9 cm^2

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : h + $Ø_{pieux}$ = 1.9+1.2 = 3.1m.

Donc 60.3/3.1 = 19.45 cm^2/ml, soit 5HA25 avec un espacement de 20 cm.

- **Amateures transversales supérieures**

A_S = 19.45/3 = 6.48 cm^2/ml, soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales inferieures :**

A_S = 19.45/3 = 6.48 cm^2/ml, soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales supérieures :**

A_S = 19.45/4 = 4.86 cm^2/ml, soit 5HA12 avec un espacement de 20cm.

- **Armatures latérales**

A_S = 19.45/10 = 1.94 cm^2/ml, soit 5HA12 avec un espacement de 20cm.

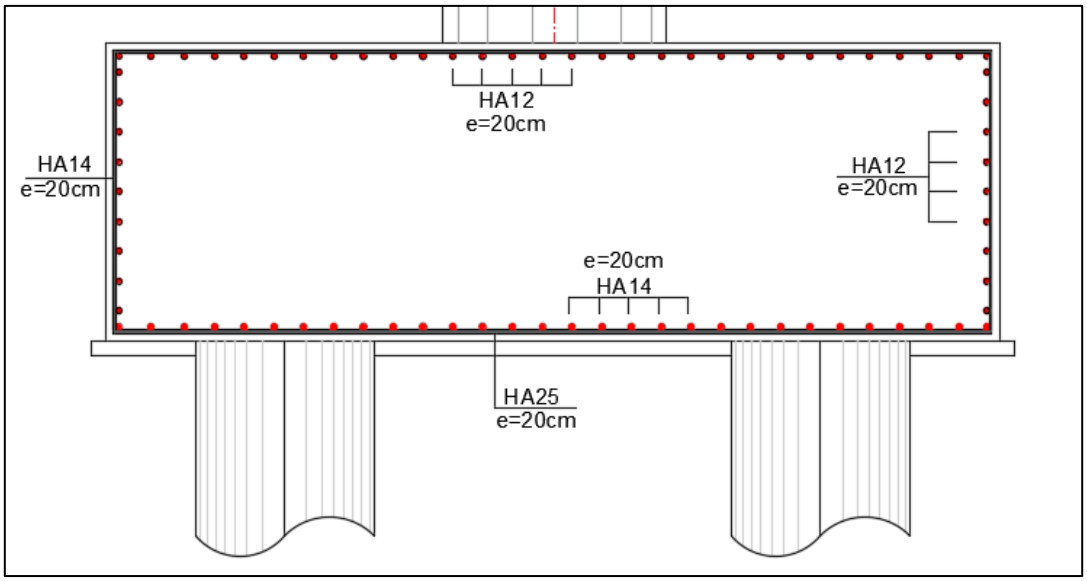


Figure VIII.8 : Ferraillage de la semelle.

VIII.2.5 Etude des Pieux

VIII.2.5.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle :

$$\mathbf{EI \times \frac{d^4}{dx^4} + Cu + by = 0}$$

Avec :

b : diamètre de pieux ; b = 1.2m.

Cu : module de réaction du sol ; Cu = 30 MN/m^3.

y : déplacement en tête de pieux.

I : moment d'inertie de pieux ; I = 0.101 m^3.

La solution de cette équation est de la formule : $\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4EI}}}$.

On trouve λ = 0.228 ; pour L=15m on a : λ×L = 3.42.

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau VIII.12 : Tableau de Warner.

λ×L	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta m}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation, on trouve $X_{\theta p}$ = 1.20 et $X_{\theta m}$= 1.51.

Le moment fléchissant en tête de pieux est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{\overline{M} = \frac{X_{\theta p}}{X_{\theta m}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}}$$

Avec :

$\overline{P}$: combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

ELU: $\overline{P}$ = 54.34 KN; $\overline{M}$ = 190.38 KN.m

ELS: $\overline{P}$ = 39.44 KN; $\overline{M}$ = 148.17 KN.m

ELA: $\overline{P}$ = 55.05 KN; $\overline{M}$ = 191.87 KN.m

VIII.2.5.2 Ferraillage de pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

❖ **Section d'acier :**

Avec Robot expert As = 113.1cm^2,

on prend : 24HA25 avec st = 12.5cm.

❖ **Armature transversale :**

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante.

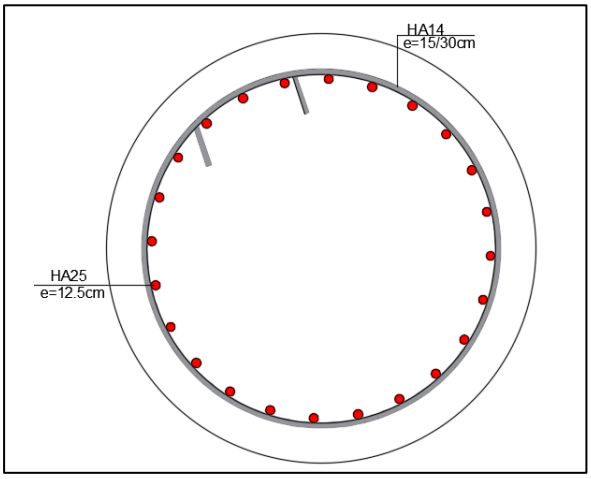


Figure VIII.9 : Ferraillage du pieu.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments principaux de la structure d'un pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont assurant le raccordement entre l'ouvrage et la route.

VIII.3.1 Conception des Culées

VIII.3.1.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- culées enterrées : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- culées creuses : sous forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

VIII.3.1.2 Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Elément de la culée	Le rôle	Dimension
Mur garde grève	Sépare le remblai de l'ouvrage	H = 2.27m, e = 0.3m, L= 14.8m
Mur en retour	Porte les corniches et soutien le remblai	e = 0.6m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide	L = 4m, e = 0.3m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	e = 1.35, L = 16m, H = 4.25m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	l= 6m , L = 16m ,e = 2m

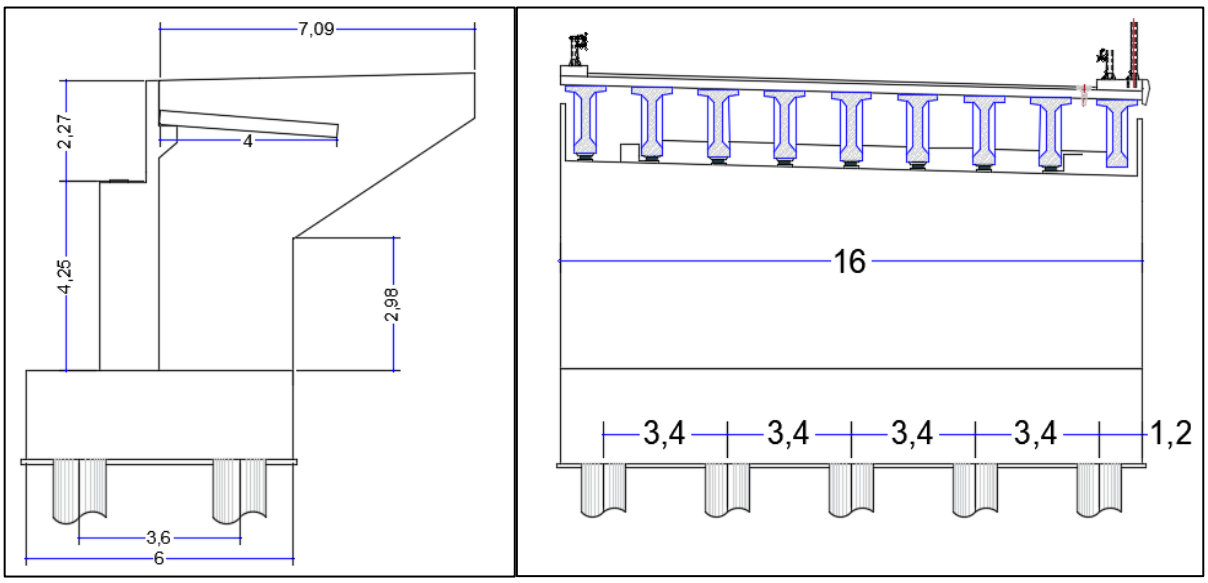


Figure VIII.10 : Dimensions de la culée

VIII.3.2 Vérification de la Stabilité de la Culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales. Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effets de freinage et poussée des terres.

VIII.3.2.1 Evaluation des efforts agissants sur la culée

Tableau VIII.14 : évaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N	H	X	Y	M_{FV}	M_{FH}
Semelle	4 800	/	0	0	0	/
Mur frontal	2 295	/	-0.67	4.12	-1 537.65	/
DDT	441	/	2	7.24	882.00	/
Mur en retour	867.6	/	2.54	5.94	2 203.7	/
MGG	251.67	/	-0.15	7.38	-37.80	/
Corbeau	58.8	/	0.18	7.23	10.58	/
Poids des terres	4 762.64	/	1.5	4.68	7 143.96	/
Poids des terres sur DDT	643.86	/	1.76	8.17	1 133.19	/
Poussée des terres	/	3 612.21	/	-2.87	/	-10 354.99
Poids sur 10KN/m^2	294	/	1.5	/	441	/
Poussée sur 10KN/m^2	/	417.19	/	-4.3	/	-1 793.9

Tableau VIII.15 : évaluation des efforts dus au tablier.

Désignation	N	H	X	Y	M_{FV}	M_{FH}
R(G)	5 726.875	/	-0.9	/	-5 154.19	/
R(AL)	1 818.31	/	-0.9	/	-1 636.48	/
R(Bc)	1 634.51	/	-0.9	/	-1 471.06	/
R(Mc120)	1 082.62	/	-0.9	/	-974.36	/
R(D240)	1 778.82	/	-0.9	/	-1 600.94	/
R(ST)	31.5	/	-0.9	/	-28.35	/
H_{r+f}	/	517.03	/	-6.3	/	-3 257.31
H_T	/	325.73	/	-6.3	/	-2 052.11
Freinage A(L)	/	55.18	/	-6.3	/	-347.61
Freinage Bc	/	83.46	/	-6.3	/	-525.82

VIII.3.2.2 Combinaisons des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

Tableau VIII.16 : Combinaisons des efforts maximales.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G + 0.9T + 1.6 (A(l)+St)	29 735.25	-19 321.89
ELS	G +0.6T + 1.2A(l) + St	22 061.21	-12 511.14

VIII.3.2.3 Actions sur les pieux

On prend dix (10) pieux de 15m de profondeur :

$$\mathbf{R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{yi^2}}$$

N : effort normal.

M_{yi} : moment maximal.

n : nombre des pieux = 10.

yi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

yi =1.8 m.

Tableau VIII.17 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)	Q_p(KN)
ELU	1 900.08	4 046.96	12 965.00
ELS	1 511.05	2 901.18	7 661.00

$R_{max-ELS}$ = 2 901.18 KN < 7 661KN

$R_{max-ELU}$ = 4 046.96 KN < 12 965 KN → Donc pas de risque de poinçonnement.

R_{min} > 0 → Donc pas de risque de soulèvement.

VIII.3.3 Ferraillage des Eléments de la Culée

VIII.3.3.1 Ferraillage de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée.

Tableau VIII.18 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.

Désignation	N	H	X	Y	M_{FV}	M_{FH}
Mur frontal	2 295	/	0	2.15	0	/
DDT	441	/	0.87	5.53	383.67	/
Mur en retour	0	/	0	0	0	/
MGG	251.97	/	0.53	5.39	133.54	/
Corbeau	58.8	/	0.86	5.23	50.57	/
Poids des terres sur DDT	643.86	/	0.87	5.53	560.16	/
Poussée des terres	/	2 076.21	/	-2.17	/	-4 512.29
Poussée sur 10KN/m²	/	316.29	/	-3.26	/	-1 031.09

Tableau VIII.19 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.

Désignation	N	H	X	Y	M_{FV}	M_{FH}
R(G)	5 726.875	/	-0.22	/	-1 259.91	/
R(AL)	1 818.31	/	-0.22	/	-400.03	/
R(Bc)	1 634.51	/	-0.22	/	-359.59	/
R(Mc120)	1 082.62	/	-0.22	/	-238.18	/
R(D240)	1 778.82	/	-0.22	/	-391.34	/
R(ST)	31.5	/	-0.22	/	-6.93	/
H_{r+f}	/	517.03	/	-4.3	/	-2 223.24
H_T	/	325.73	/	-4.3	/	-1 400.64
Freinage AL	/	55.18	/	-4.3	/	-237.27
Freinage Bc	/	83.46	/	-4.3	/	-358.89

❖ **Les sollicitations plus défavorables**

- ELU: M_{max} = -655. 03 KN.m/ml N_{cors} = 794.60 KN/ml
- ELU: T_{max} = 268.75 KN/ml N_{cors} = 794.60 KN/ml
- ELS: M_{max} = -599.07 KN.m/ml N_{cors} = 588.58 KN/ml

Le ferraillage vertical est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire (1× 1.35) m^2. (**Voir ANNEXE D**)

❖ **Armatures principales :**

As = 13.5 cm^2, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Armatures de construction :**

As' = As/3 = 4.5cm^2, soit 5H14/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Armatures transversales :**

As''= As/4 = 3.38cm^2, soit 5HA12 avec un espacement de 20cm.

VIII.3.3.2 Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée. Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids des remblais au-dessus de la dalle.

Tableau VIII.20 : Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q(KN/ml)	M(KN.m/ml)	V(KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblais	17.6	35.2	35.2
Surcharges	10	20	20

Tableau VIII.21 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition.

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	$1.35M_G + 1.6\ M_Q$	102.95
ELS	$M_G + 1.2\ M_Q$	78.04

❖ **Armatures principales :**

As = 17.1cm^2, soit 5HA25/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Armatures de construction :**

As' = As/3 = 5.7cm^2, soit 5HA14/ml avec un espacement de 20cm.

❖ **Armatures transversales :**

As''= As/4 = 4.28cm^2, soit 5HA12/ml avec un espacement de 20cm.

VIII.3.3.3 Ferraillage de mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple en tenant compte des charges horizontales suivantes :

- poussée des terres
- poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève.
- force de freinage dûe à la charge Bc.

❖ **Moment dû à la poussée des terres :**

$$\mathbf{M_p = p \times \frac{H}{3}}$$

Où H représente la hauteur de mur garde grève.

$$\mathbf{P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

On trouve : P = 17 KN/ml,
M_p= 12. 87 KN.m/ml
M_{ELU}= 17. 37 KN.m/ml,
M_{ELS}= 12.87 KN.m/ml

❖ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc : « cas d'une roue » :**

$$\mathbf{M_F = \frac{2u \times P \times H}{0.25 + 2 \times H}}$$

Avec :

u : coefficient de pondération, u=1.6 à l'ELU et u= 1.2 à l'ELS.
P: 60KN.
M_{F-ELU} = 91 KN.m/ml
M_{F-ELS} = 68. 24 KN.m/ml

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève :**

$$\mathbf{M_p = \frac{12\,K}{0.75+2\times H} \times \int_0^H \frac{H-x}{(0.25+x)} dx}$$

Avec :

H : hauteur de mur garde grève.

$\mathbf{K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta}$

Avec :

γ: coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ = 1.2 à l'ELS.

bc : coefficient de pondération de système Bc.

δ: coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

Tableau VIII.22 : Valeurs de M_p/K.

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

On a H = 2.27 m, par interpolation on trouve : M_p/K = 8.77 t.m/ml.

Donc :

Ku = 0.68,

Ks = 0.51

M_{P-ELU}= 59.73 KN.m/ml

M_{P-ELS}= 44.79 KN.m/ml

Tableau VIII.23 : Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELU	1.35×M_G + 1.6×M_Q	168.09
ELS	M_G+1.2×M_Q	125.90

❖ **Section d'acier :**

As= 28.1 cm^2 soit (4HA25+ HA 32) /ml avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures de construction :**

As'= As/3= 9.37 cm^2 soit 5HA16 /ml avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures transversales :**

As''= As/4 = 7.03cm^2, soit 5HA14 avec un espacement de 20cm.

VIII.3.3.4 Ferraillage de mur en retour

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés (côté de la semelle et coté de mur frontal).

Pour le calcul des sollicitations on utilise un modèle 3D à l'aide de logiciel MIDAS civil.

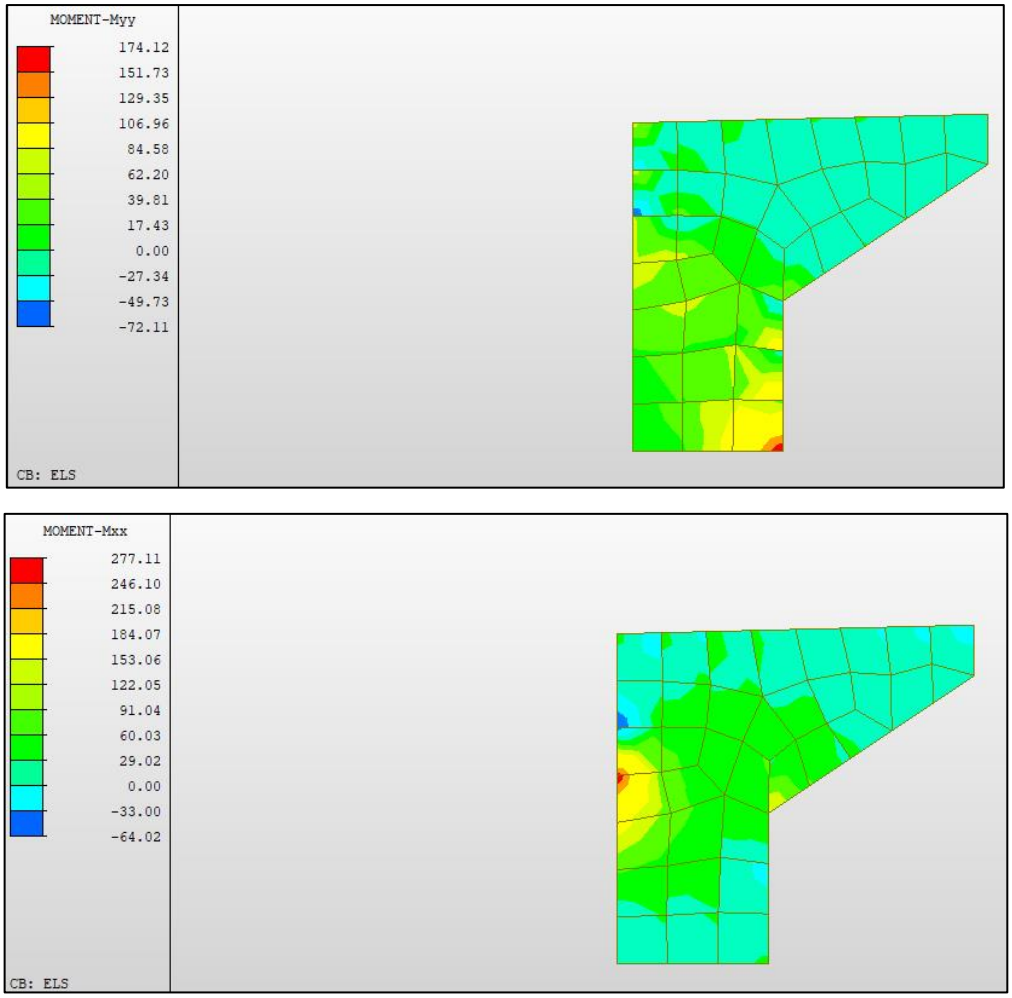


Figure VIII.11 : Sollicitations M_{xx} et M_{yy} sur le mur en retour à l'ELS.

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par logiciel Robot expert en flexion simple à l'ELS :

- **Résultats à ELS :**

  M_{xx} = 277.11 KN.m M_{yy} = 174.12 KN.m

- **Ferraillage horizontal:**

  As = 27.2 cm^2 soit (3HA25+ 2HA 32) /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de construction :**

  As'= As/3= 9.06 cm^2 soit 5HA16 /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Ferraillage vertical:**

  As = 16.7 cm^2 soit (3HA20+ 2HA 25) /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de construction :**

  As'= As/3= 5.57 cm^2 soit 5HA14 /ml avec un espacement de 20 cm.

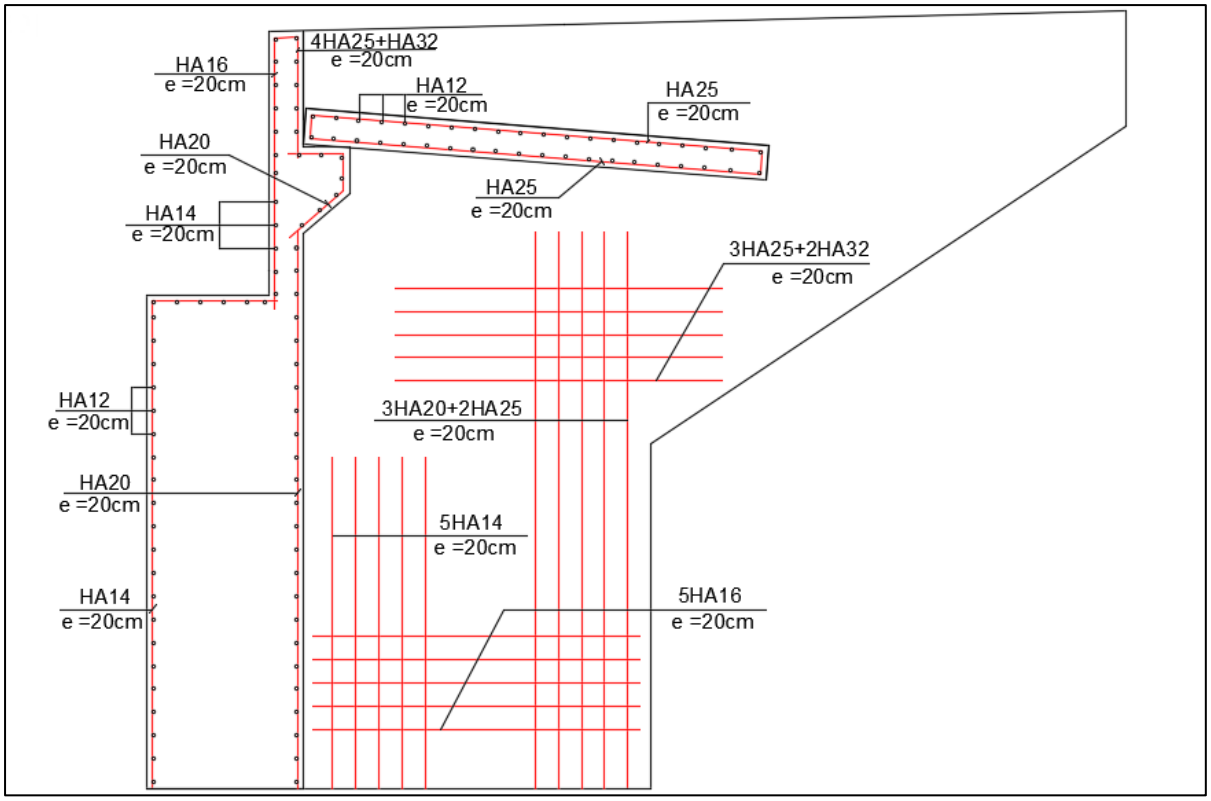


Figure VIII.12 : Ferraillage de la culée.

VIII.4 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre, aborde le dimensionnement et la vérification de la stabilité de la pile et la culée, tout en calculant le ferraillage de leurs éléments. Cela permettra d'assurer leur bon fonctionnement et garantira une exploitation sécurisée de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

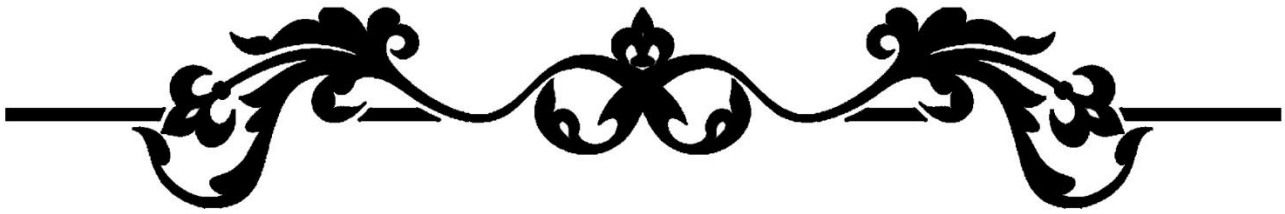
CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude nous a permis d'acquérir diverses techniques pour assimiler les phénomènes physiques, de maîtriser la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, et d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Cela a été réalisé grâce à la lecture de différentes références bibliographiques, à l'utilisation de logiciels de calcul, et surtout au contact avec des ingénieurs et à la recherche dans le domaine du génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines de sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieu continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

[1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP), février 1996.

[2] : Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA,

France, 1990.

[3] : 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.

[4] CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

[5] 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.

[6] 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.
[7] BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.

[8] BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.

[9] BEN ABBI Tinhinane, Conception et étude de viaduc V1 du PK 6+728 au PK 6+973 de la pénétrante de Tizi Ouzou, Mémoire PFE, ENSTP, 2021.

[10] CHAMI Said, Conception et étude du viaduc V18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou, Mémoire PFE, ENSTP, 2020.

[11] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.

[12] : Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.

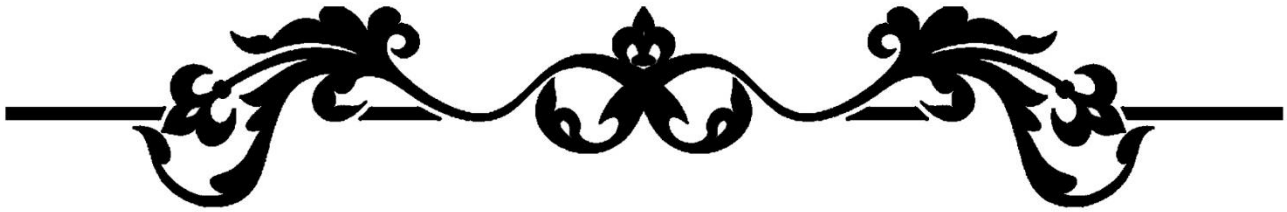
[13] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.

[14] Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

[15] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[16] : 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.

[17] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC. 1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay – France , juin 2010.



ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



❖ Exemple d'un sondage carotté

Sondage SC01 : (X= 629 850.49 ; Y= 3 966 117.64 ; PK= 2+310)

00.00 à 12.0 m : grés calcaire blanchâtre très dure.

12.00 à 17.3 m : grés très dure gris.

17.30 à 20.0 m : marno- calcaire grisâtre.



SC1 prof : 0.00 ------20m

LOG DE SONDAGE
Projet 4EME ROCADE M'SILA SUR100KMS
No SC1
Localisation M'SILA-BOUSAADA
Profondeur 20
X= 629979 Y= 3965824 Z= Date 20-06-2018

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.	—	V							
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									grés calcaire blanchâtre très dure.
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									grés très dure gris.
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									marno- calcaire grisâtre
-20.									

❖ Exemple d'un puits de reconnaissance

PUITS PU01 : (X= 627 564 ; Y= 3 966 844 ; PK= 2+277)

0.00 à 0.20 m : terre végétale.

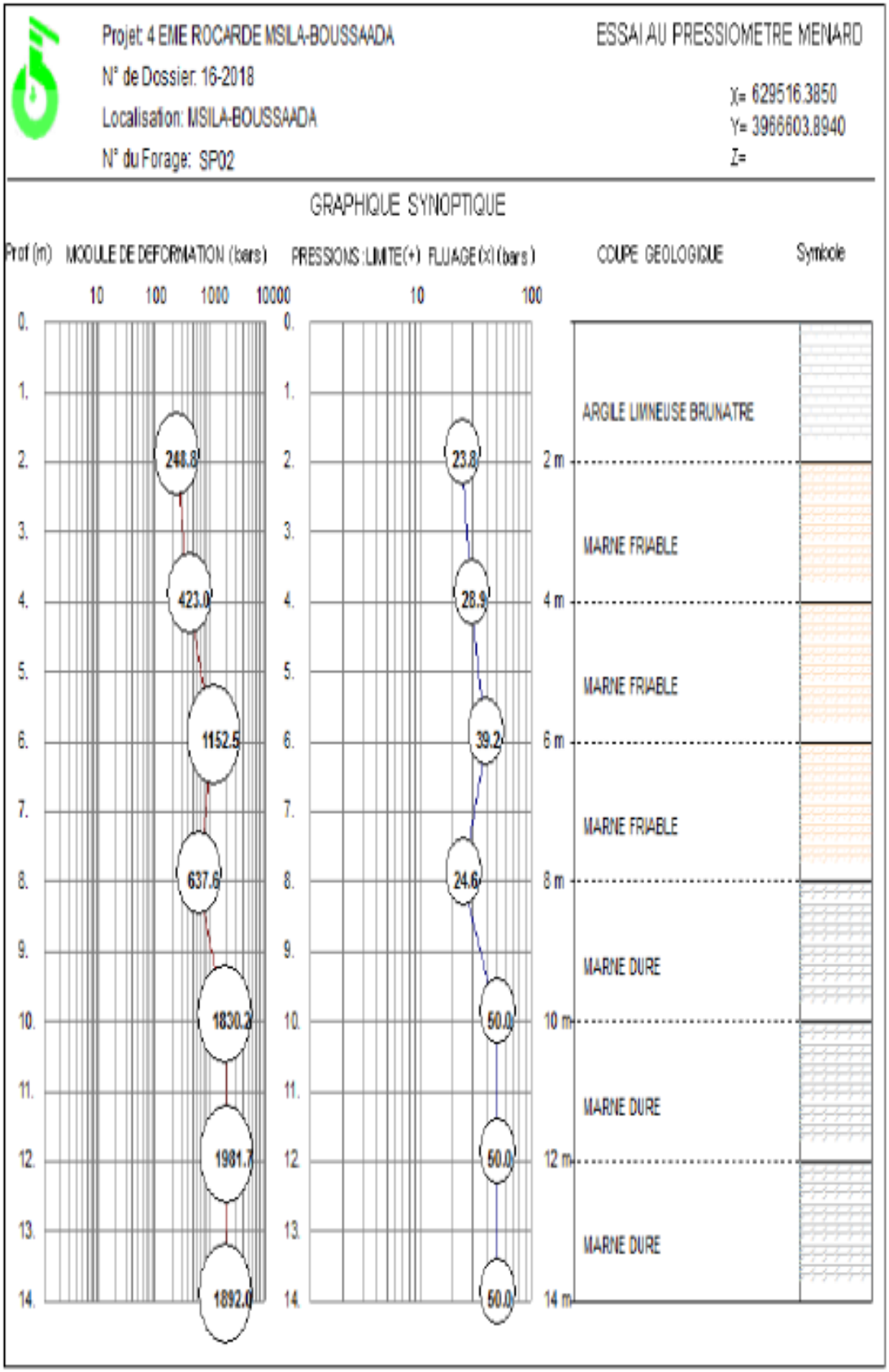
0.20 à 2.10 m : marne schisteuse friable oxydée grisâtre.

2.10 à 2.70 m **:** marne mi dure jaunâtre.

❖ Exemple d'un essai pressiométrique

PRESSIOMETRE N° 02 : (X= 629 516.38 ; Y= 3 966 603.89 ; PK= 2+204)

PROF (m)	E (bars)	PL (bars)	E/PL
2	248.38	23.83	10.44
4	422.96	28.94	14.62
6	1152.47	39.2	29.4
8	637.64	24.61	25.91
10	1830.22	50	36.6
12	1981.67	50	39.63
14	1891.95	50	37.84


Projet: 4 EME ROCARDE MSILA-BOUSSAADA
N° de Dossier: 16-2018
Localisation: MSILA-BOUSSAADA
N° du Forage: SP02
ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD
X= 629516.3850
Y= 3966603.8940
Z=
GRAPHIQUE SYNOPTIQUE
Prof (m)
MODULE DE DEFORMATION (bars)
PRESSIONS LIMITE(+) FLUAGE(x) (bars)
COUPE GEOLOGIQUE
Symbole
10
100
1000
10000
10
100
248.8
423.0
1152.5
637.6
1830.3
1981.7
1892.0
23.8
28.9
39.2
24.6
50.0
50.0
50.0
ARGILE LIMNEUSE BRUNATRE
MARNE FRIABLE
MARNE FRIABLE
MARNE FRIABLE
MARNE DURE
MARNE DURE
MARNE DURE
2 m
4 m
6 m
8 m
10 m
12 m
14 m

ANNEXE B

Répartition Transversale due aux Surcharges

B.1 Calcul transversal du tablier (GUYON- MASSONET)

Théta=0.80	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.2595	0.401	1.0595	1.6478	1.9348	1.6478	1.0595	0.401	-0.2595
b/4	-0.4898	0.0123	0.5394	1.1076	1.6478	1.9191	1.6383	1.0694	0.4362
b/2	-0.4719	-0.1844	0.1348	0.5394	1.0595	2	2.0526	2.0353	1.8428
3b/4	-0.353	-0.2834	-0.1844	0.0123	0.401	1.0694	2.0353	3.1419	4.1195
b	-0.2094	-0.353	-0.4719	-0.4898	-0.2595	0.4362	1.8428	4.1195	7.1154
Théta=0.80	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6259	0.7738	0.9802	1.2308	1.3841	1.2308	0.9802	0.7738	0.6259
b/4	0.3923	0.5089	0.6812	0.9313	1.2308	1.4371	1.3426	1.1547	0.9971
b/2	0.2516	0.3389	0.472	0.6812	0.9802	1.3426	1.6305	1.6381	1.5588
3b/4	0.1695	0.2358	0.3389	0.5089	0.7738	1.1547	1.6381	2.1023	2.3534
b	0.1177	0.1695	0.2516	0.3923	0.6259	0.9971	1.5588	2.3534	3.3539

Théta=0.85	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.3753	0.3351	1.0539	1.7161	2.0493	1.7161	1.0539	0.3351	-0.3753
b/4	-0.5289	-0.029	0.5074	1.1126	1.7161	2.0259	1.6839	1.0113	0.2705
b/2	-0.4412	-0.1858	0.1081	0.5074	1.0539	1.6839	2.1214	2.0271	1.7181
3b/4	-0.2663	-0.2409	-0.1858	-0.029	0.3351	1.0113	2.0271	3.1979	4.1963
b	-0.0733	-0.2663	-0.4412	-0.5289	-0.3753	0.2705	1.7181	4.1963	7.5588
Théta=0.85	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5852	0.7432	0.9723	1.2604	1.442	1.2604	0.9723	0.7432	0.5852
b/4	0.3524	0.4703	0.6517	0.9242	1.2604	1.4941	1.3716	1.1478	0.9678
b/2	0.217	0.3009	0.4343	0.6517	0.9723	1.3716	1.6897	1.6753	1.566
3b/4	0.1409	0.2019	0.3009	0.4703	0.7432	1.1478	1.6753	2.1851	2.4385
b	0.0949	0.1409	0.217	0.3524	0.5852	0.9678	1.566	2.4385	3.5623

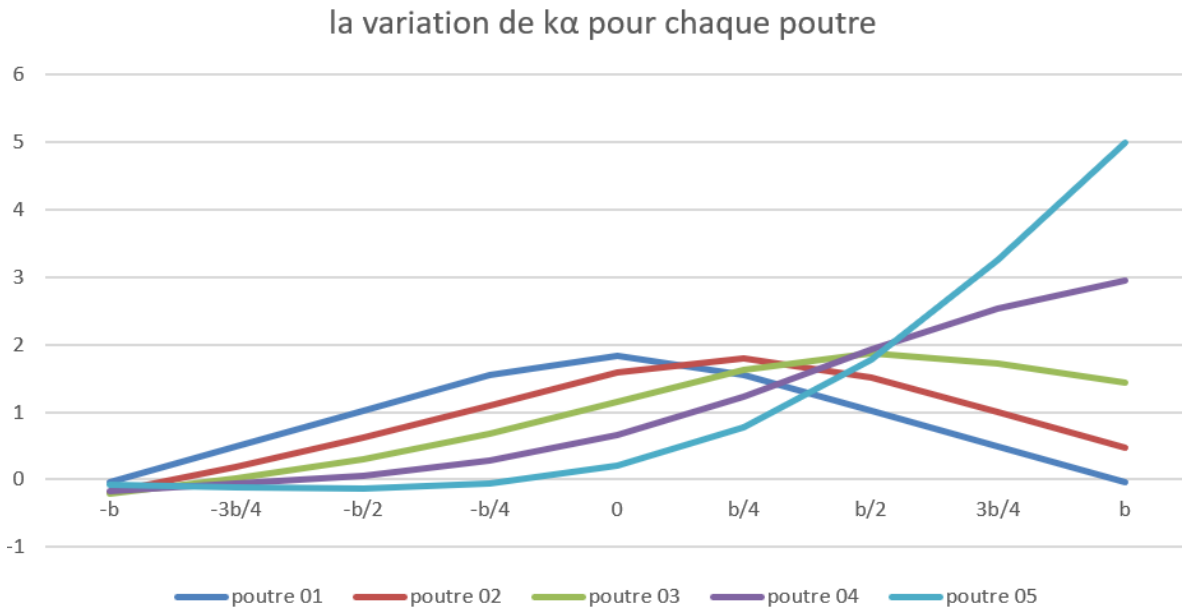
Théta=0.84				Alfa=0=> K0					
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.35214	0.34828	1.05502	1.70244	2.0264	1.70244	1.05502	0.34828	-0.35214
b/4	-0.52108	-0.02074	0.5138	1.1116	1.70244	2.00454	1.67478	1.02292	0.30364
b/2	-0.44734	-0.18552	0.11344	0.5138	1.05502	1.67478	2.10764	2.02874	1.74304
3b/4	-0.28364	-0.2494	-0.18552	-0.02074	0.34828	1.02292	2.02874	3.1867	4.18094
b	-0.10052	-0.28364	-0.44734	-0.52108	-0.35214	0.30364	1.74304	4.18094	7.47012
Théta=0.84				Alfa=1=> K1					
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.59334	0.74932	0.97388	1.25448	1.43042	1.25448	0.97388	0.74932	0.59334
b/4	0.36038	0.47802	0.6576	0.92562	1.25448	1.4827	1.3658	1.14918	0.97366
b/2	0.22392	0.3085	0.44184	0.6576	0.97388	1.3658	1.67786	1.66786	1.56456
3b/4	0.14662	0.20868	0.3085	0.47802	0.74932	1.14918	1.66786	2.16854	2.42148
b	0.09946	0.14662	0.22392	0.36038	0.59334	0.97366	1.56456	2.42148	3.52062

B.1.1 Les valeurs de de répartition transversal K_α

Théta=0.84	Alfa=0.21=> K0.21								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.0306768	0.4846336	1.0274324	1.5501336	1.8237668	1.5501336	1.0274324	0.4846336	-0.0306768
b/4	-0.2213836	0.1488384	0.562692	1.0483668	1.5501336	1.8271144	1.5697268	1.0658484	0.5314468
b/2	-0.2191116	-0.0175532	0.225096	0.562692	1.0274324	1.5697268	1.9615148	1.9060408	1.6823568
3b/4	-0.1373516	-0.0936528	-0.0175532	0.1488384	0.4846336	1.0658484	1.9060408	2.8405256	3.5827236
b	-0.0325268	-0.1373516	-0.2191116	-0.2213836	-0.0306768	0.5314468	1.6823568	3.5827236	6.12729

B.1.2 Valeur de Kα pour chaque poutre

Théta=0.84	Alfa=0.21=> K0.21								
y / poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre1 y=0	-0.03068	0.48463	1.02743	1.55013	1.82377	1.55013	1.02743	0.48463	-0.03068
poutre2 y=1.825	-0.20020	0.18613	0.61430	1.10409	1.58052	1.79635	1.50950	1.00130	0.46902
poutre3 y=3.65	-0.21962	0.01940	0.30008	0.67057	1.14353	1.62690	1.87449	1.71942	1.42672
poutre4 y=5.475	-0.16459	-0.06830	0.06329	0.28672	0.66548	1.23373	1.92452	2.52918	2.94958
poutre5 y=7.3	-0.07909	-0.11794	-0.12957	-0.05692	0.19824	0.76884	1.78172	3.25302	4.99692



B.1.3 Surcharge A(l)

- **La première poutre**

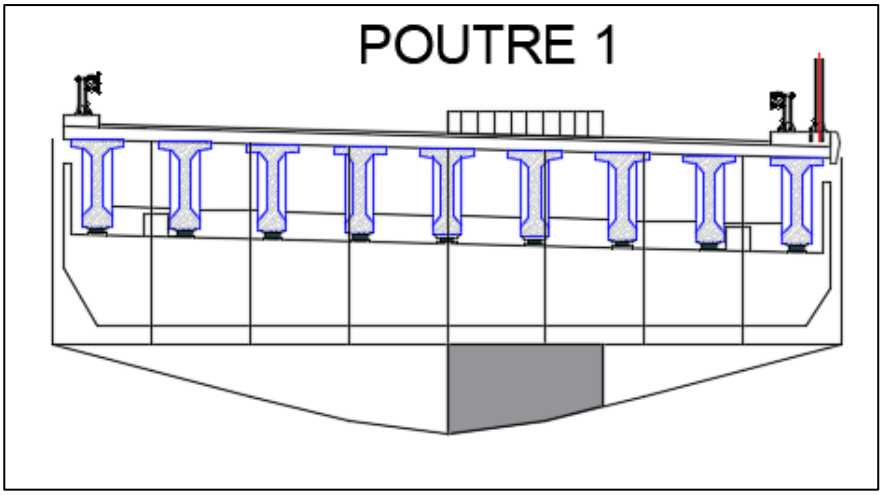


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

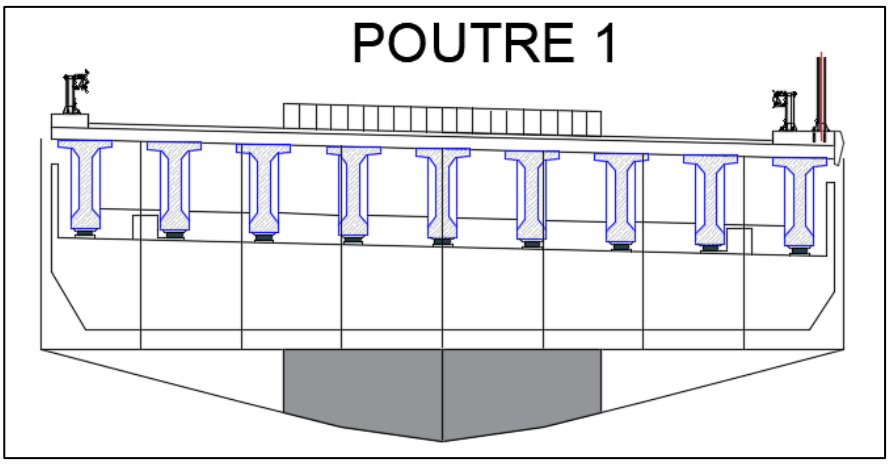


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

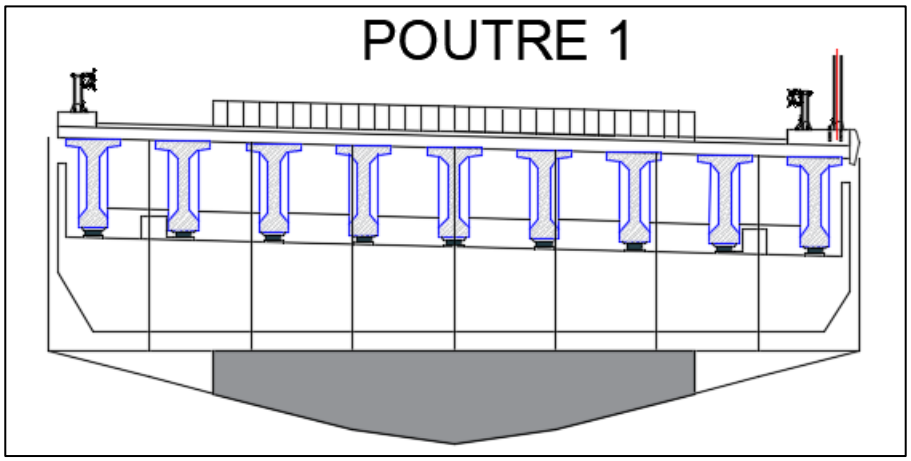


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

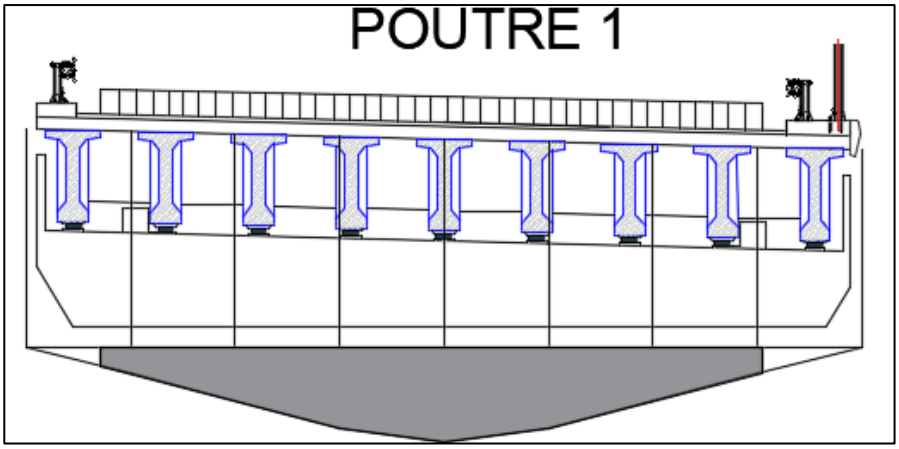


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 1**

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\, moy}$
A(L)	Une voie	5.24	3.25	1.61
	Deux voies	10.48	6.5	1.61
	Trois voies	13.92	9.75	1.43
	Quatre voies	15.98	13	1.23

❖ **La deuxième poutre :**

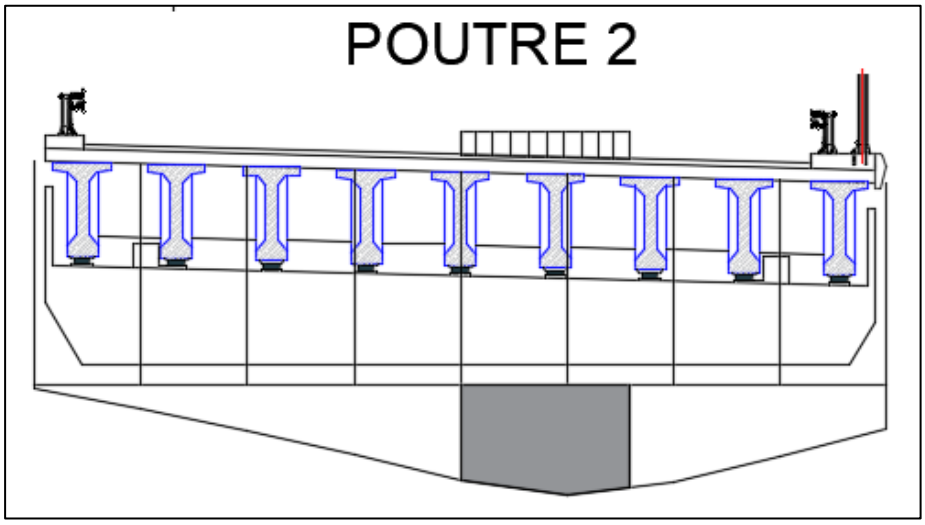


Figure 5 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

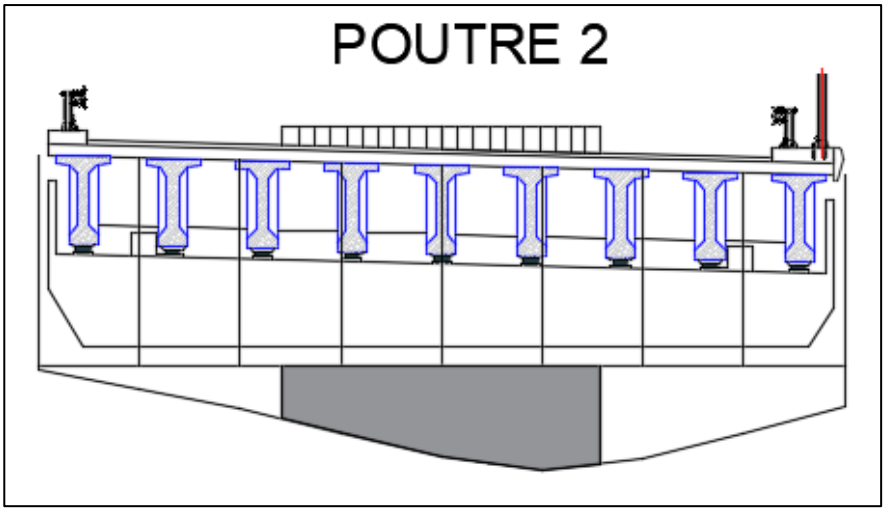


Figure 6 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

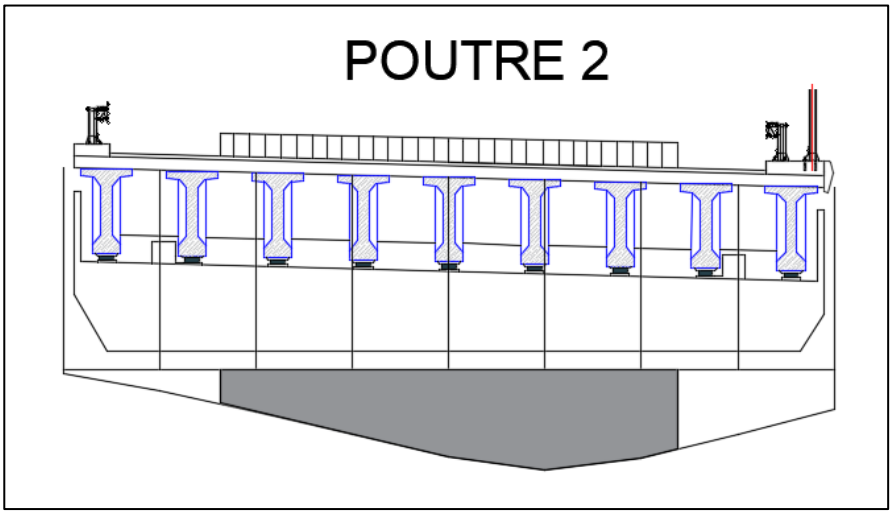


Figure 7 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

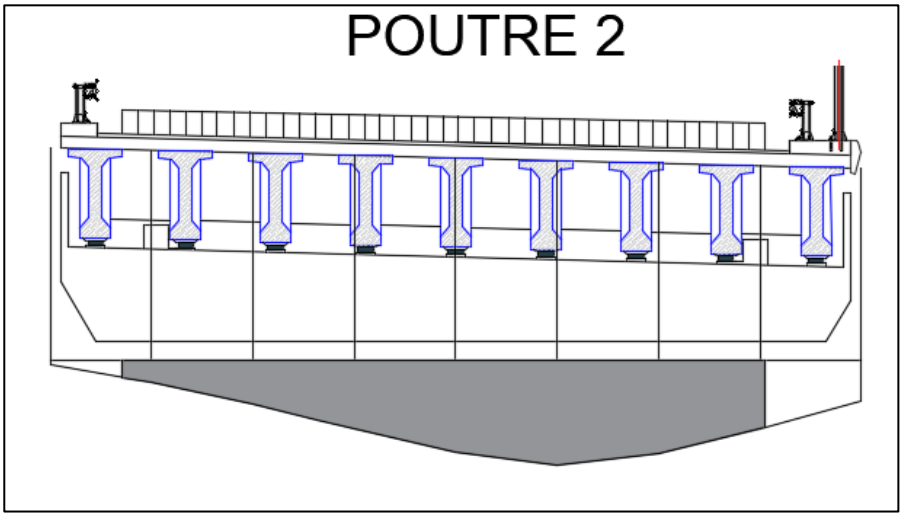


Figure 8 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 2**

Poutre 2		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	6.15	3.25	1.89
	Deux voies	10.70	6.5	1.65
	Trois voies	14.86	9.75	1.52
	Quatre voies	17.81	13	1.37

❖ **La troisième poutre :**

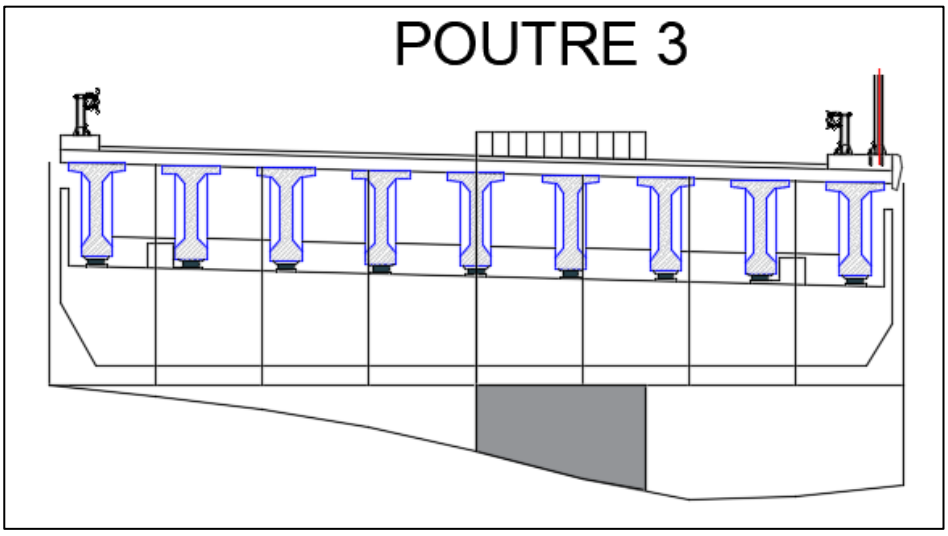


Figure 9 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

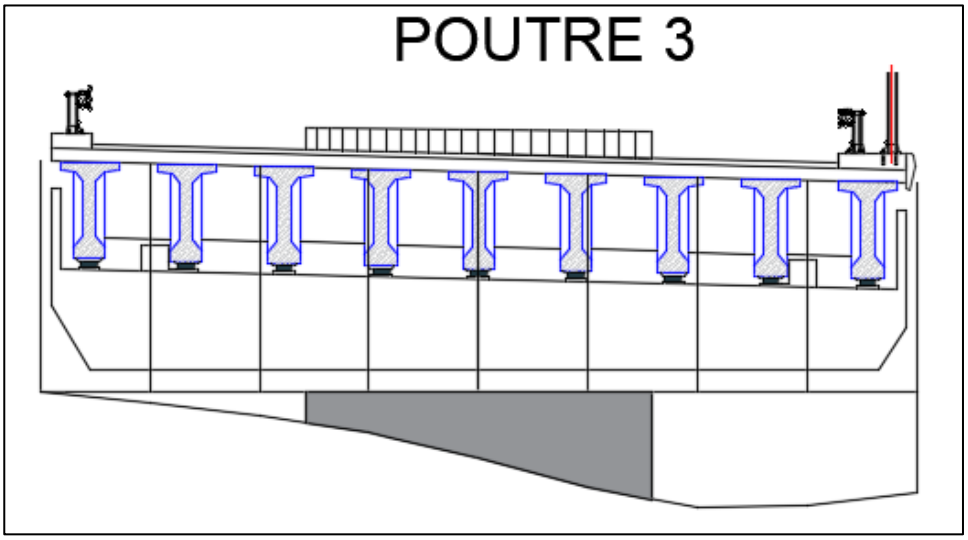


Figure 10 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

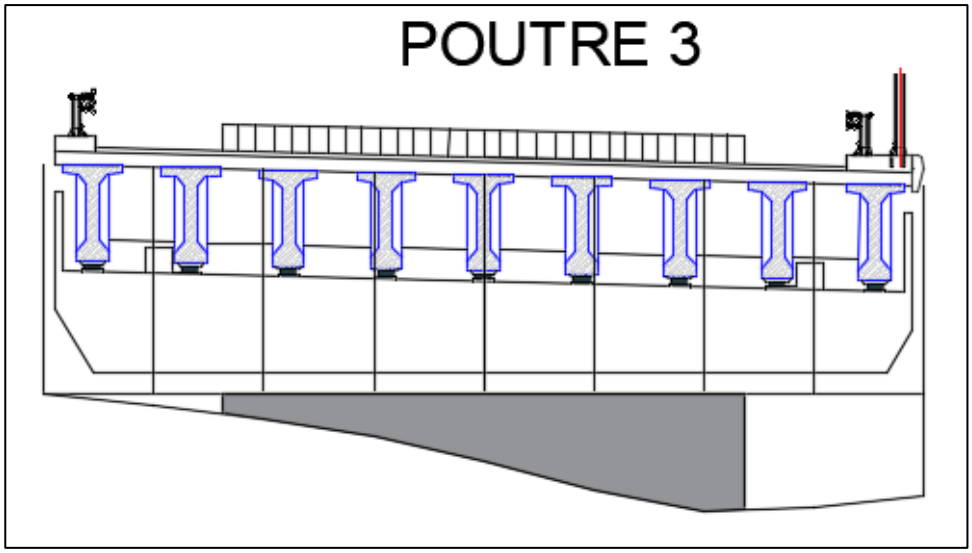


Figure 11 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

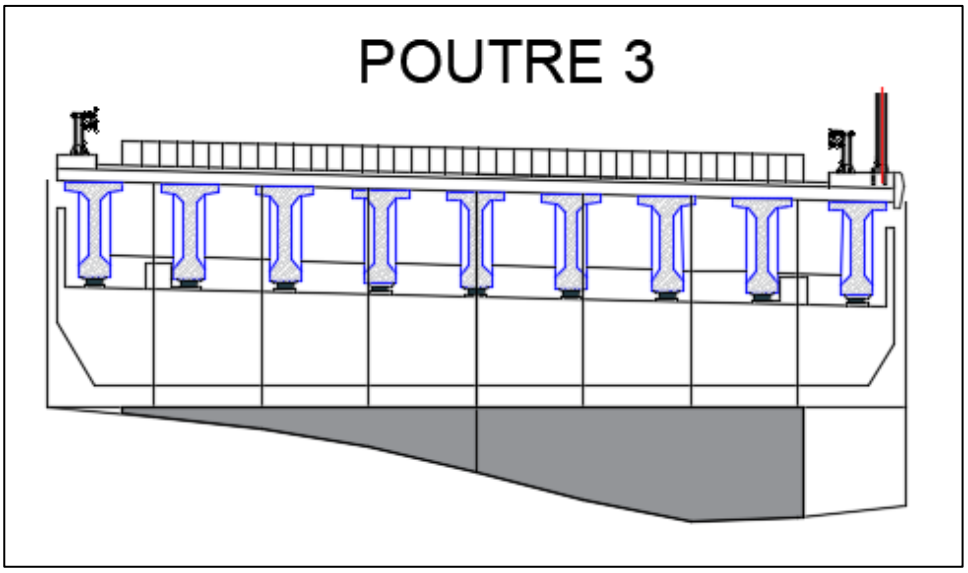


Figure 12 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 3**

Poutre 3		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	5.39	3.25	1.66
	Deux voies	8.29	6.5	1.27
	Trois voies	12.5	9.75	1.28
	Quatre voies	15.92	13	1.22

❖ **La quatrième poutre :**

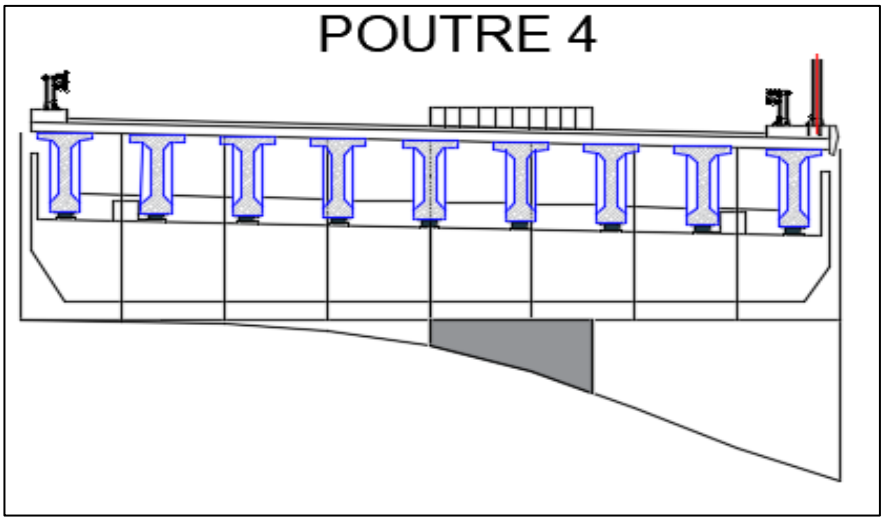


Figure 13 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

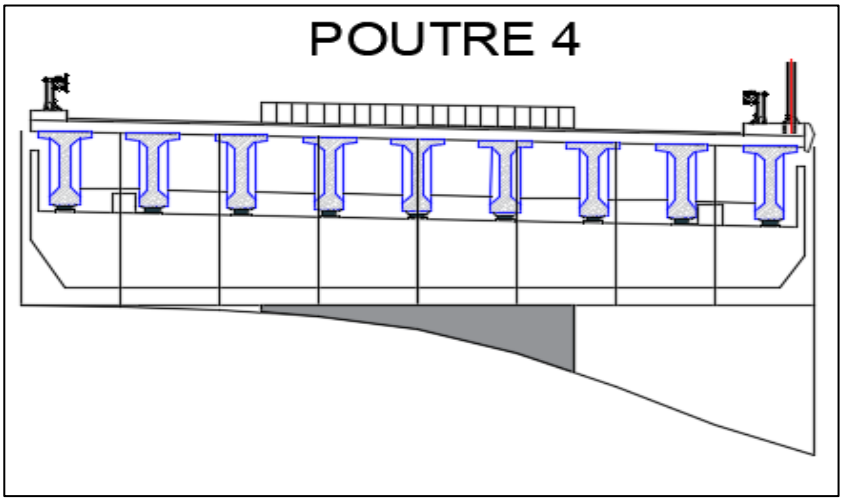


Figure 14 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

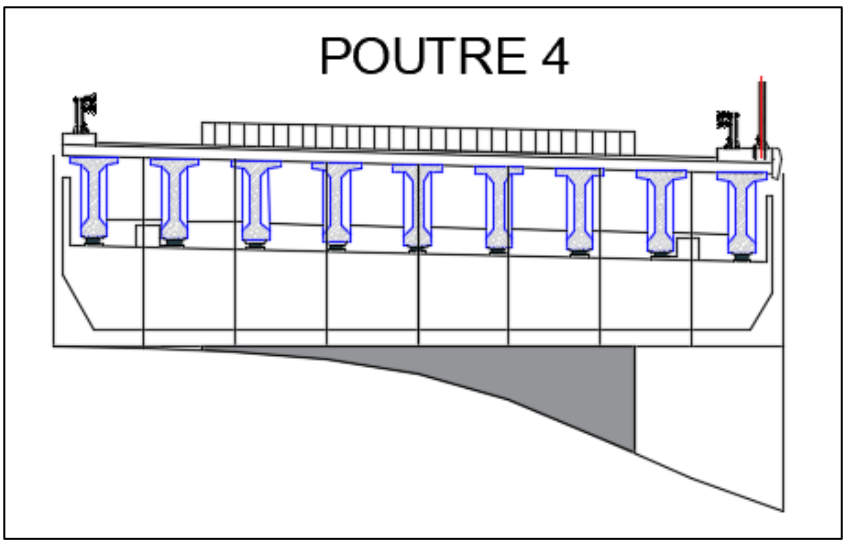


Figure 15 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

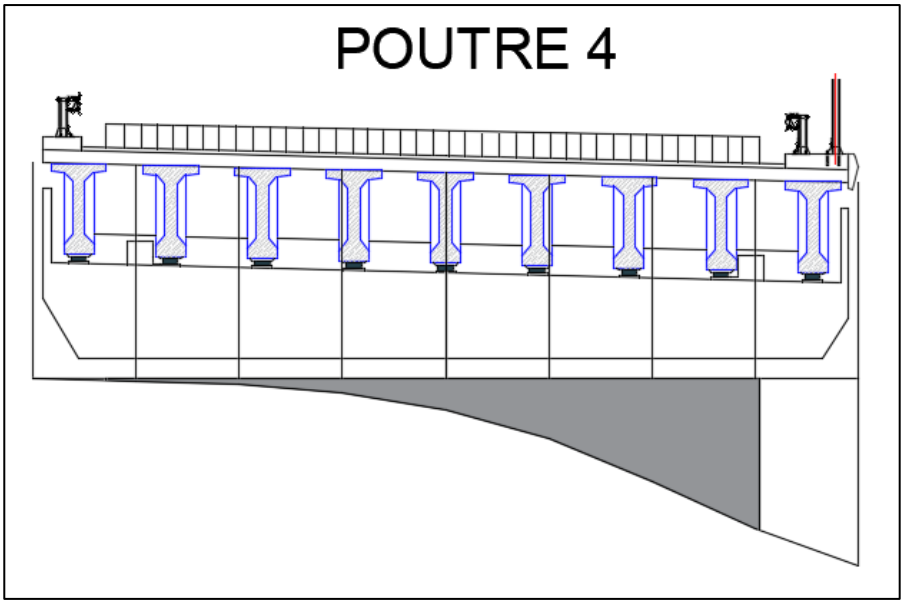


Figure 16 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 4**

Poutre 4		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	3.6	3.25	1.11
	Deux voies	4.82	6.5	0.74
	Trois voies	8.34	9.75	0.86
	Quatre voies	12.16	13	0.94

❖ **Cinquième poutre :**

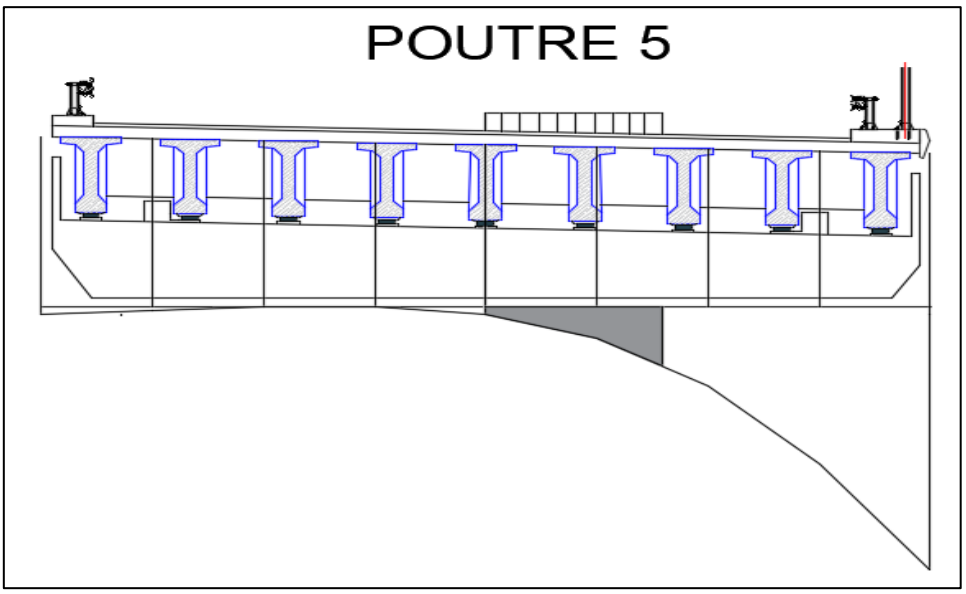


Figure 17 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

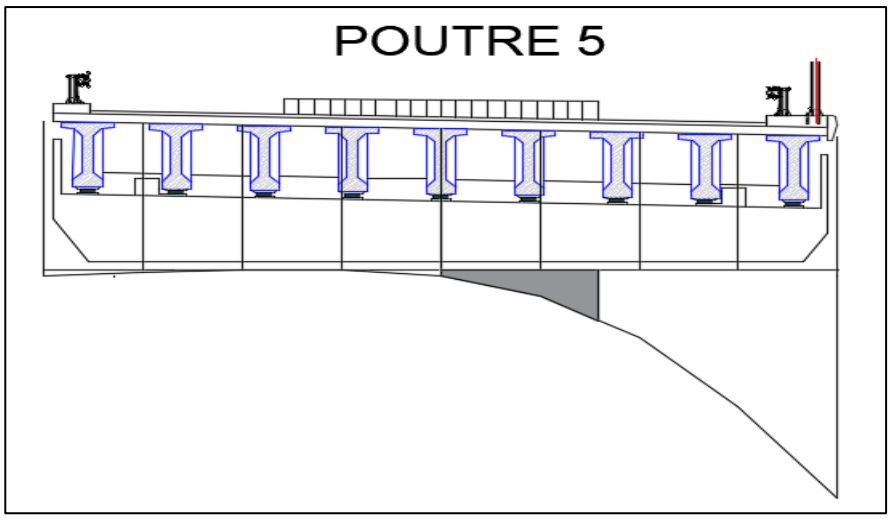


Figure 18 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

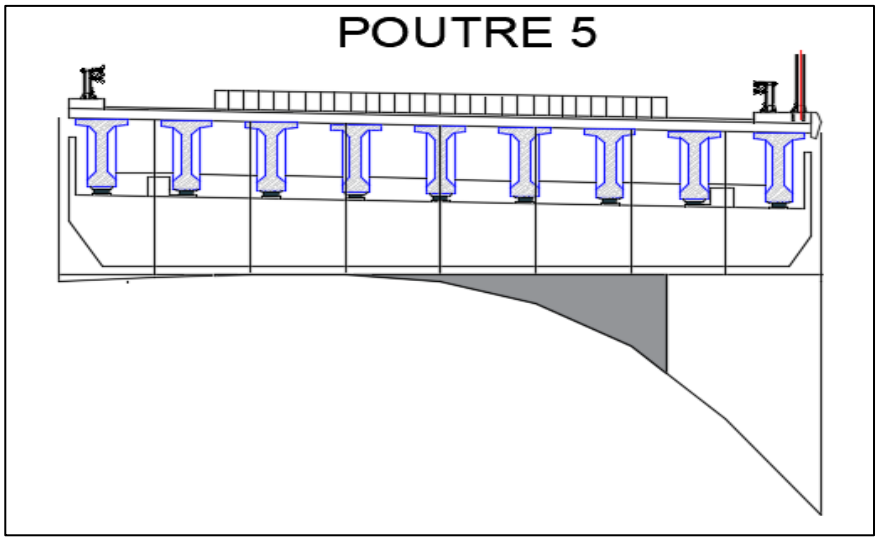


Figure 19 : Surface de la surcharge A(L) Pour trois voies.

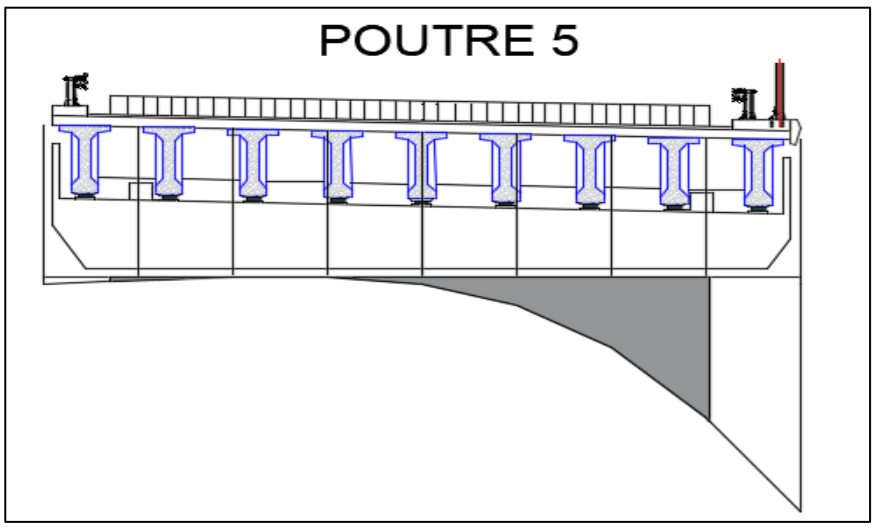


Figure 20 : Surface de la surcharge A(L) Pour Quatre voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 5**

Poutre 5		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\ moy}$
A(L)	Une voie	2.7	3.25	0.83
	Deux voies	2.7	6.5	0.42
	Trois voies	5.18	9.75	0.53
	Quatre voies	10.23	13	0.79

B.1.4 Surcharge BC

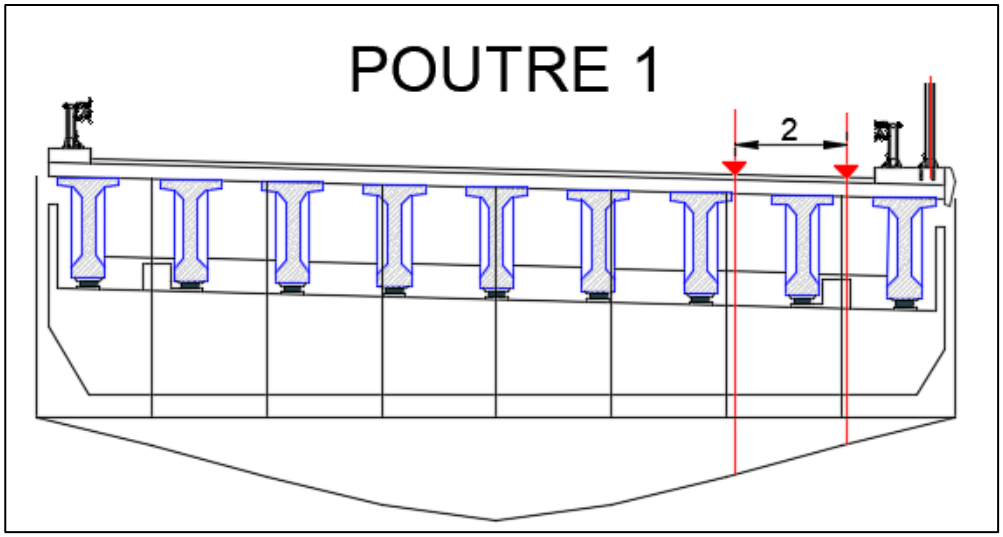


Figure 21 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour une voie.

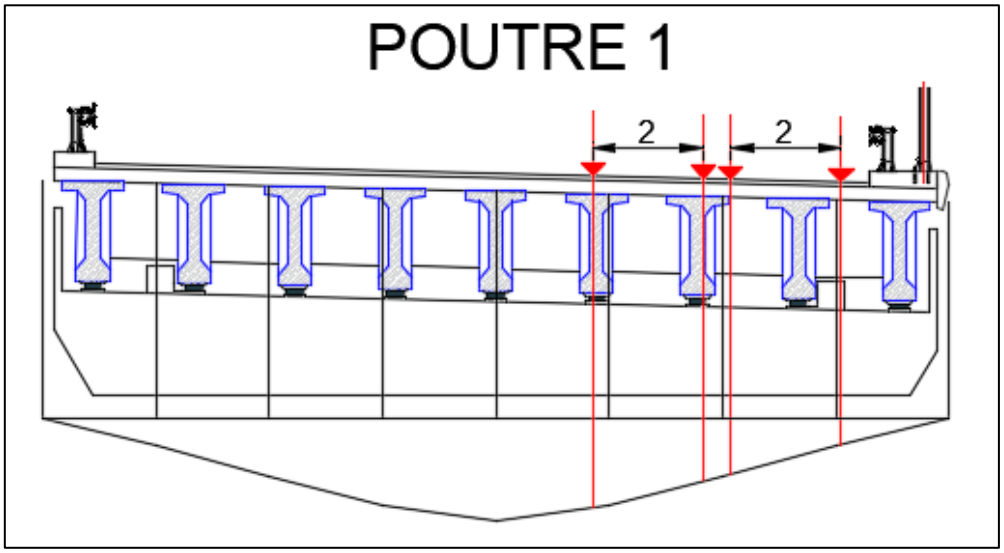


Figure 22 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour deux voies.

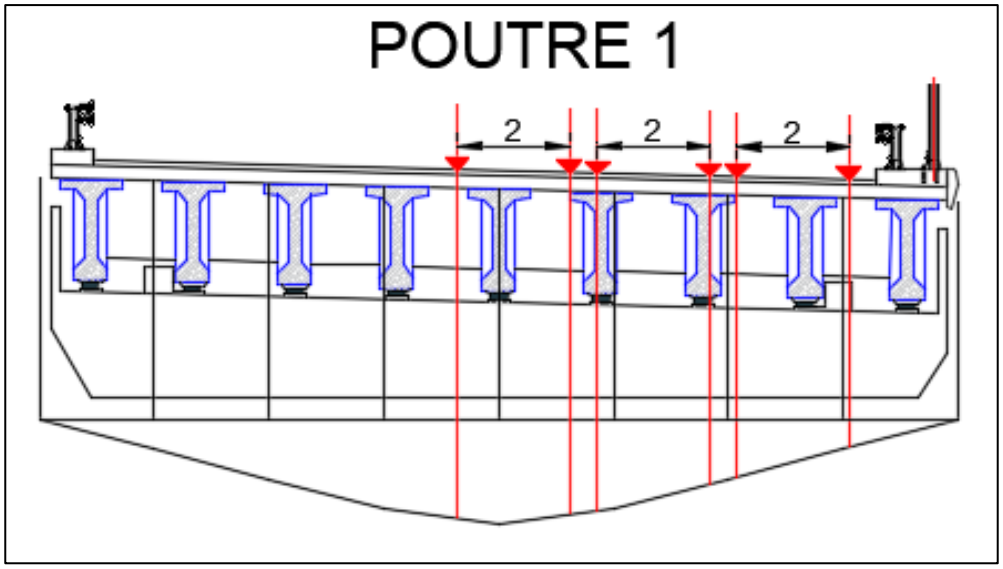


Figure 23 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour trois voies.

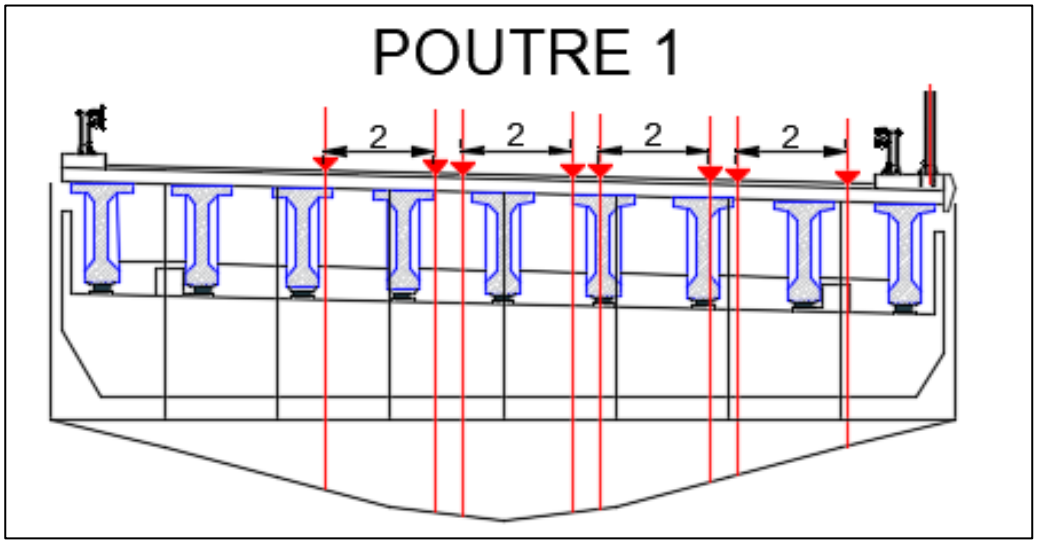


Figure 24 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour Quatre voies.

On résume les valeurs de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 5
Une voie										
K1	0.49	1.26	2.11	3	3.92	0.755	1.50	2.14	2.55	2.98
K2	1.02	1.75	2.18	2.11	2.04					
Deux voies										
K1	0.49	1.26	2.11	3	3.92	1.07	1.71	2.02	2.03	2.08
K2	1.02	1.75	2.18	2.11	2.04					
K3	1.15	1.84	2.11	1.9	1.7					

K4	1.62	2	1.71	1.12	0.67					
Trois vois										
K1	0.49	1.26	2.11	3	3.92	1.28	1.71	1.79	1.60	1.49
K2	1.02	1.75	2.18	2.11	2.04					
K3	1.15	1.84	2.11	1.9	1.7					
K4	1.62	2	1.71	1.12	0.67					
K5	1.69	1.94	1.57	0.98	0.53					
K6	1.76	1.52	1.08	0.5	0.12					
Quatre voies										
K1	0.49	1.26	2.11	3	3.92	1.33	1.59	1.53	1.27	1.13
K2	1.02	1.75	2.18	2.11	2.04					
K3	1.15	1.84	2.11	1.9	1.7					
K4	1.62	2	1.71	1.12	0.67					
K5	1.69	1.94	1.57	0.98	0.53					
K6	1.76	1.52	1.08	0.5	0.12					
K7	1.69	1.47	0.97	0.42	0.07					
K8	1.28	0.99	0.57	0.19	0					

B.1.5 Surcharge Bt

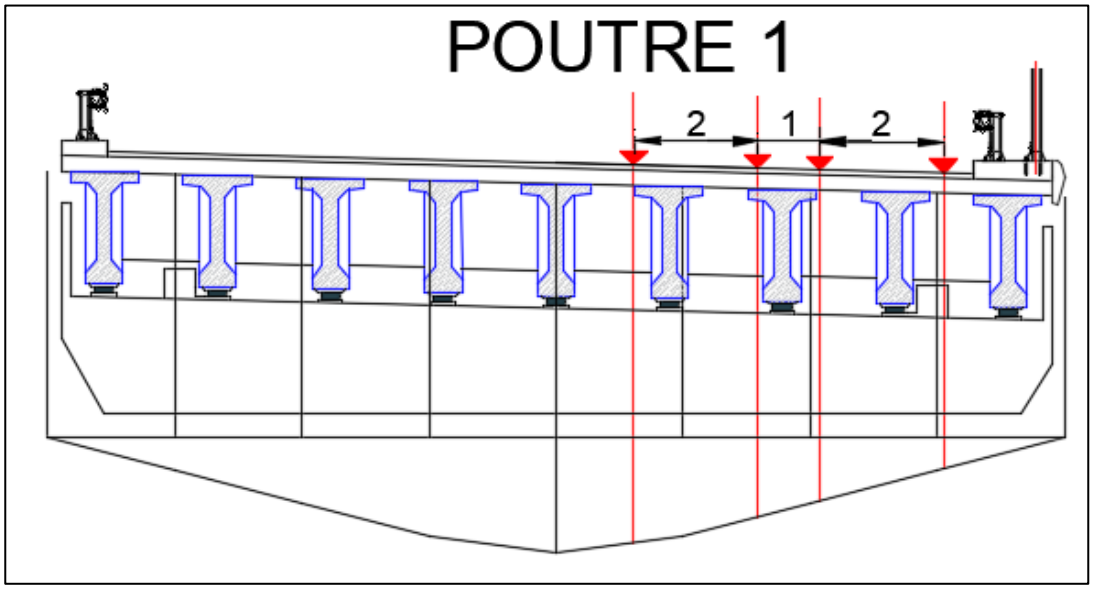


Figure 25 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tendems.

On résume les valeurs de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 5
Un tendem										
K1	0.47	1.26	2	2.85	3.4	0.74	1.50	2.14	2.48	2.72
K2	1.02	1.75	2.11	2.11	2.04					
Deux tendems										
K1	0.47	1.26	2	2.85	3.4	1.11	1.71	1.92	1.91	1.85
K2	1.02	1.75	2.11	2.11	2.04					
K3	1.27	1.9	2.01	1.7	1.43					
K4	1.69	1.94	1.58	0.98	0.53					

B.1.6 Surcharge Mc120

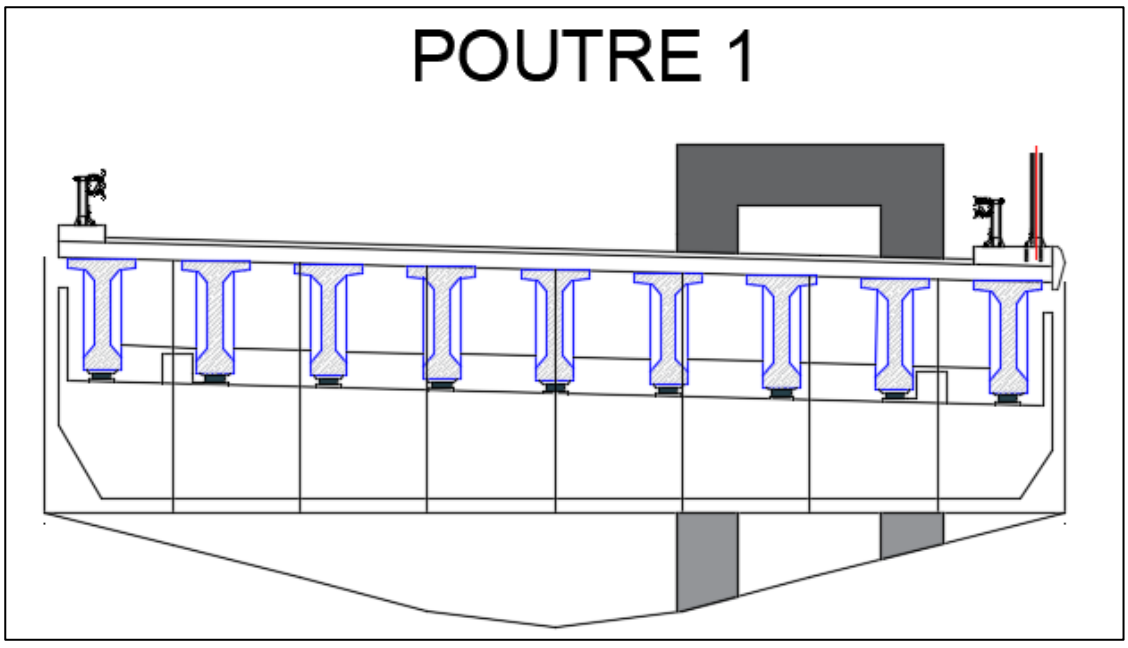


Figure 26 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Mc120

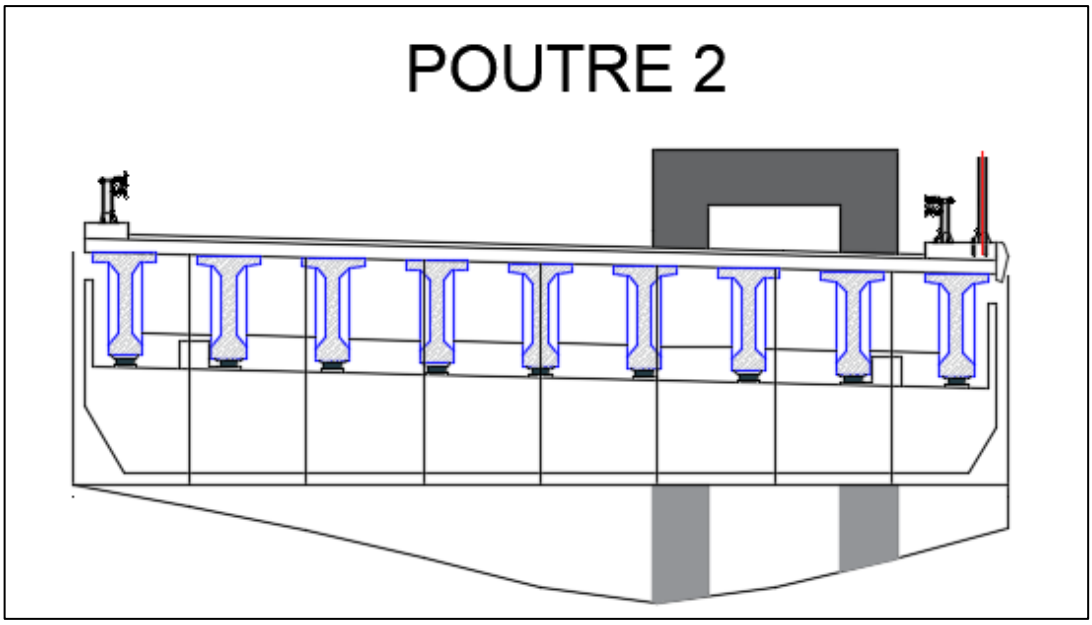


Figure 27 : Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Mc120

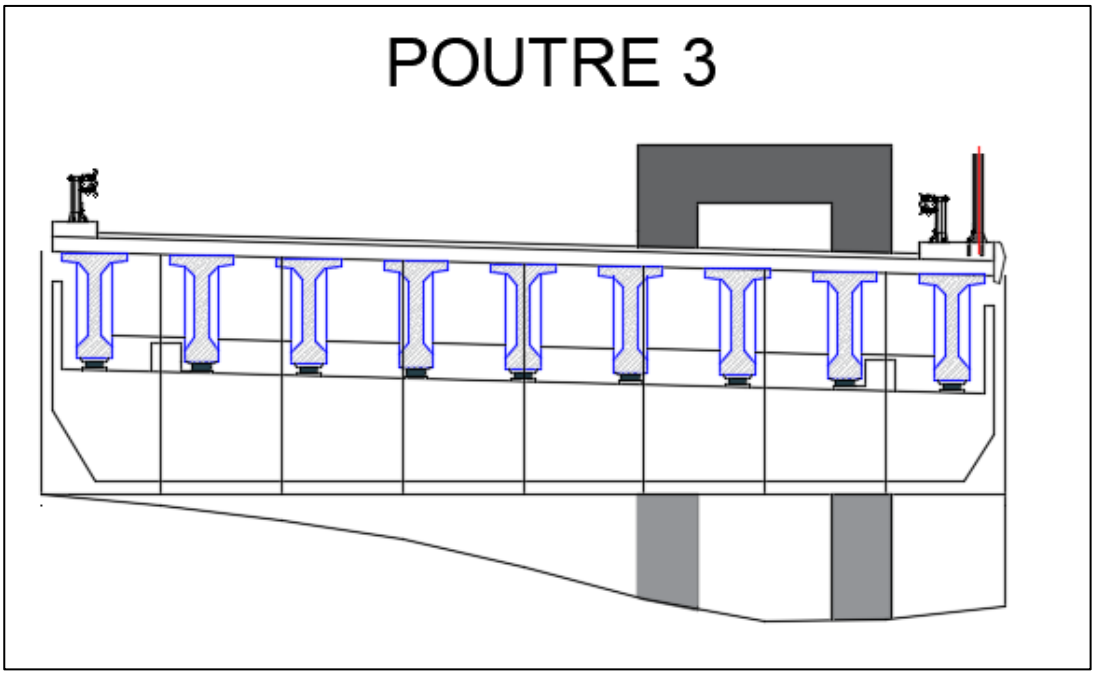


Figure 28 : Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Mc120

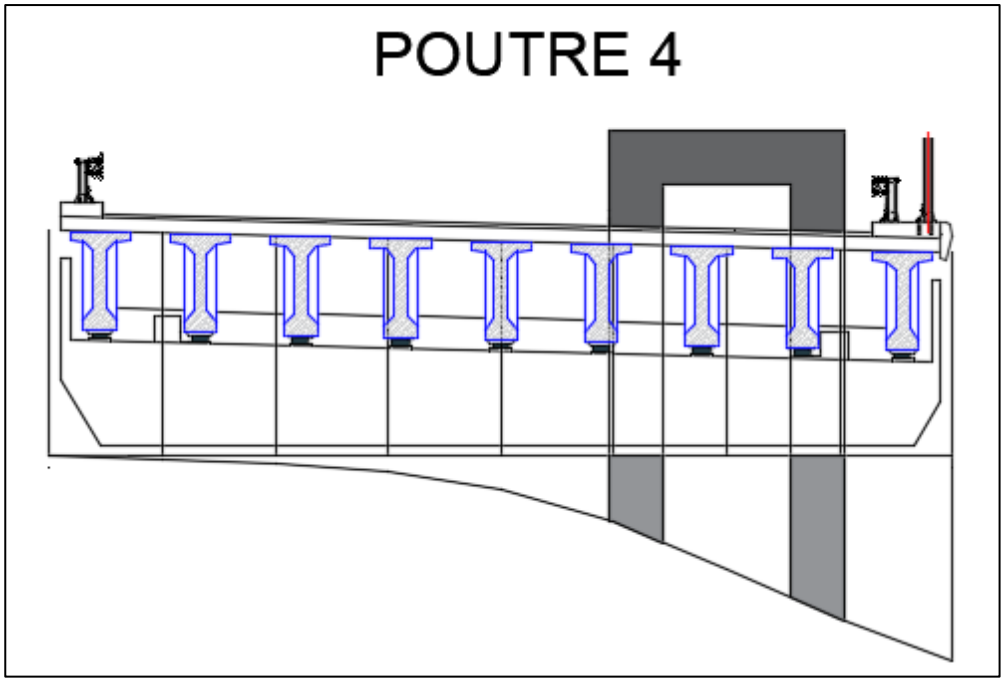


Figure 29 : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Mc120

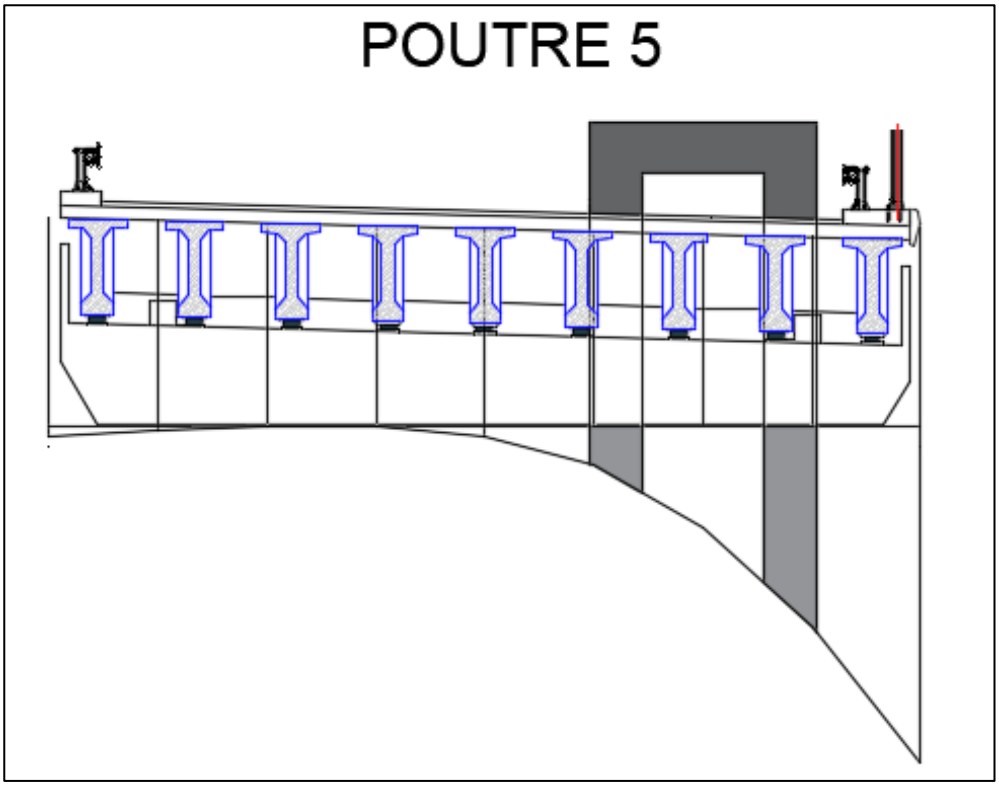


Figure 30 : Ligne d'influence pour la poutre 5 sous surcharge Mc120

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge Mc120**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	2.1	2	1.05
Poutre2	3.38	2	1.69
Poutre3	4	2	2
Poutre4	4.16	2	2.08
Poutre5	4.41	2	2.20

B.1.7 Surcharge D240

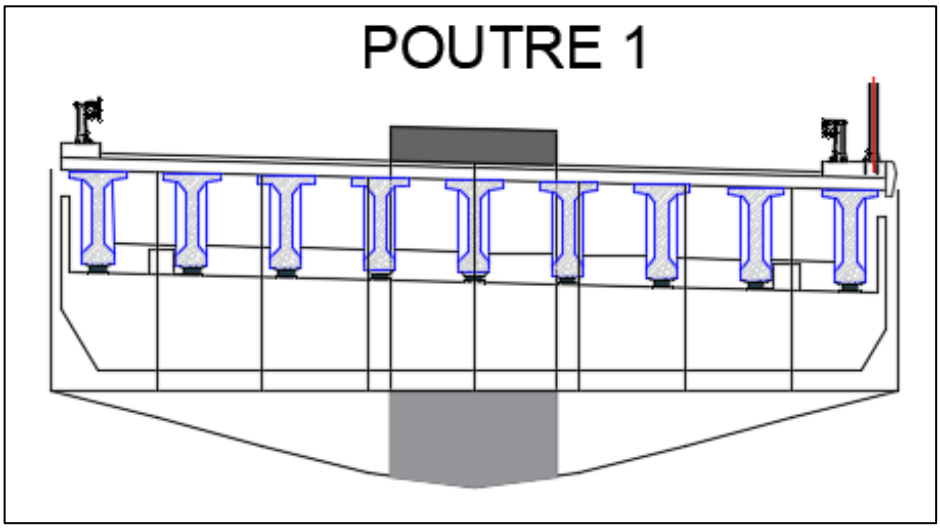


Figure 31 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240.

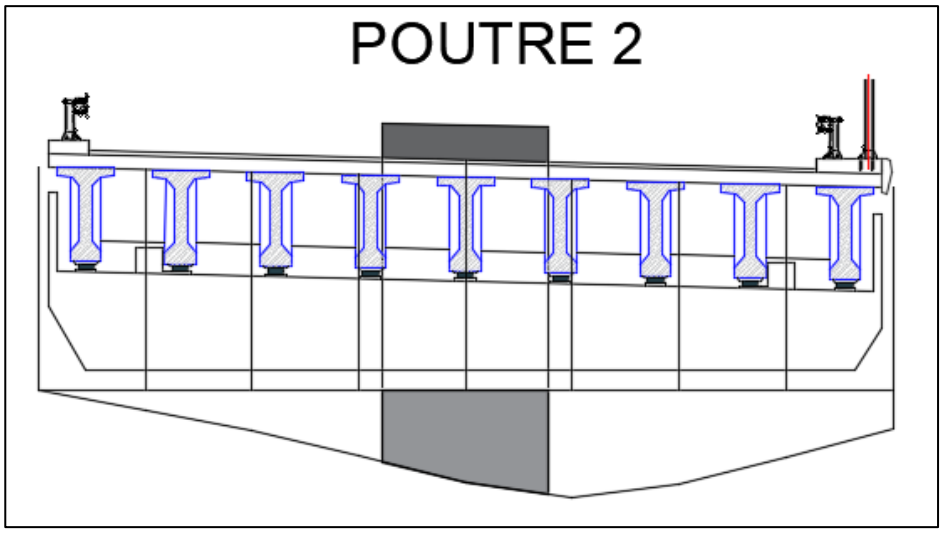


Figure 32 : Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge D240.

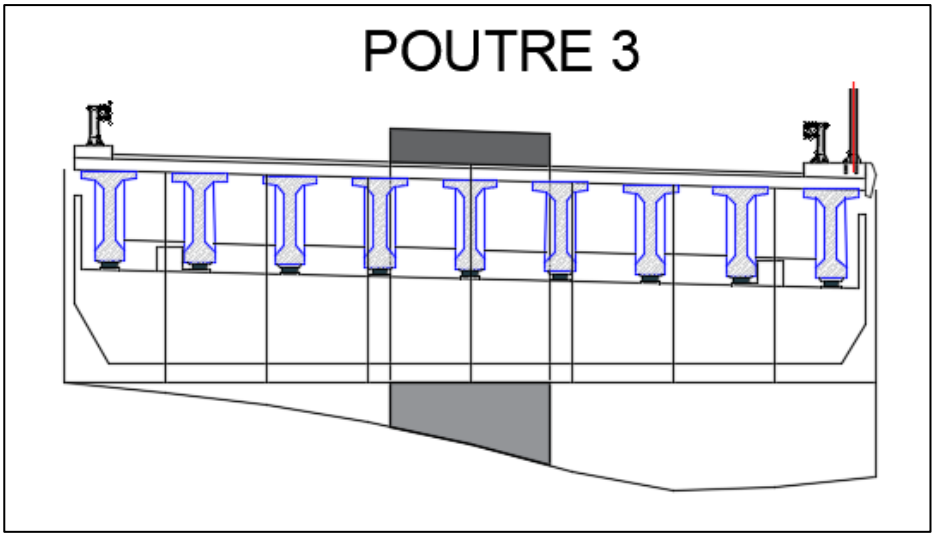


Figure 33 : Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge D240.

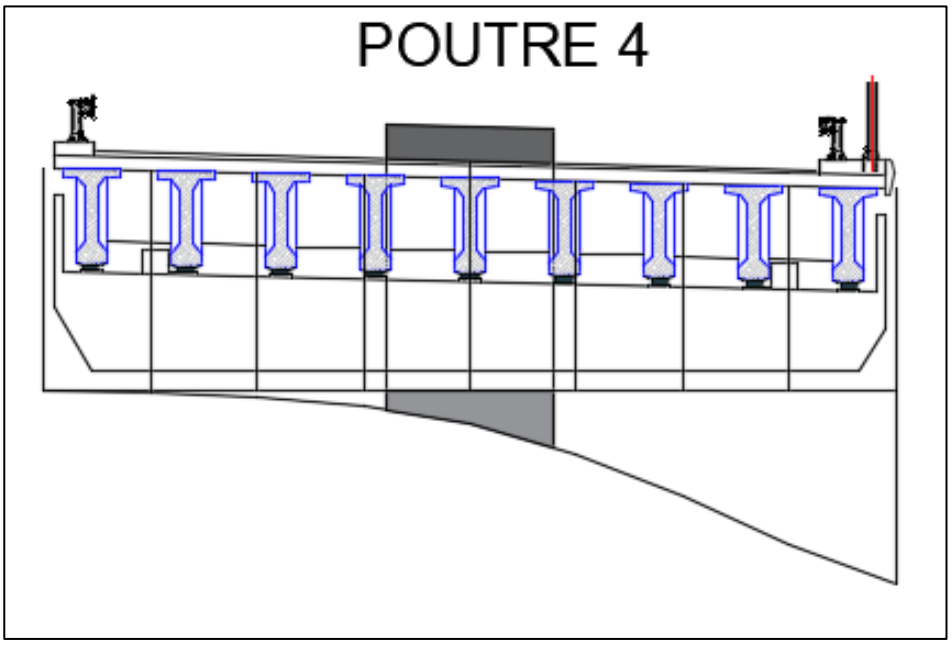


Figure 34 : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge D240.

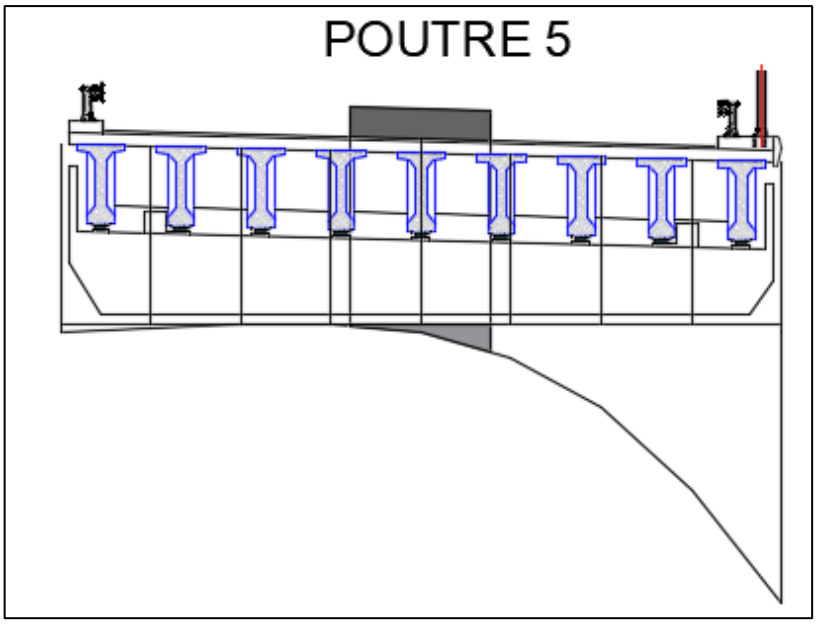


Figure 35 : Ligne d'influence pour la poutre 5 sous surcharge D240.

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge D240**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	6.06	3.2	1.89
Poutre2	5.92	3.2	1.85
Poutre3	4.82	3.2	1.50
Poutre4	3.01	3.2	0.94
Poutre5	1.42	3.2	0.44

B.1.8 Surcharge sur trottoir ST

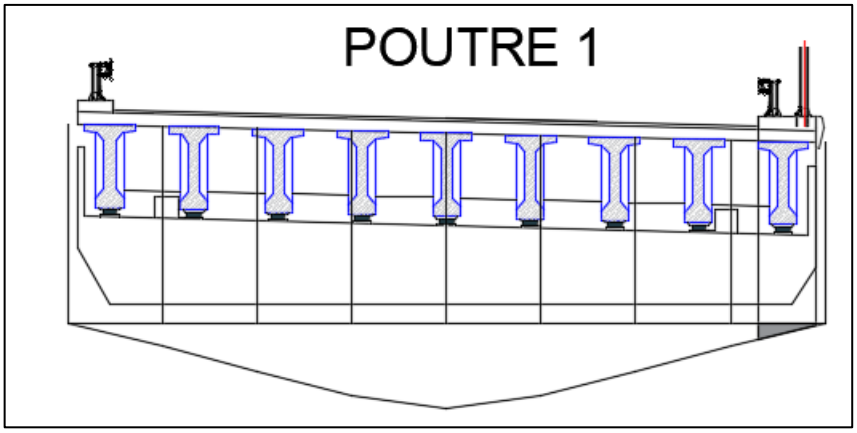


Figure 36 : Ligne d'influence pour la poutre1 sous surcharge ST

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge ST**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	0.26	1.2	0.22
Poutre2	1.2	1.2	1
Poutre3	2.49	1.2	2.08
Poutre4	4.27	1.2	3.55
Poutre5	6.63	1.2	5.52

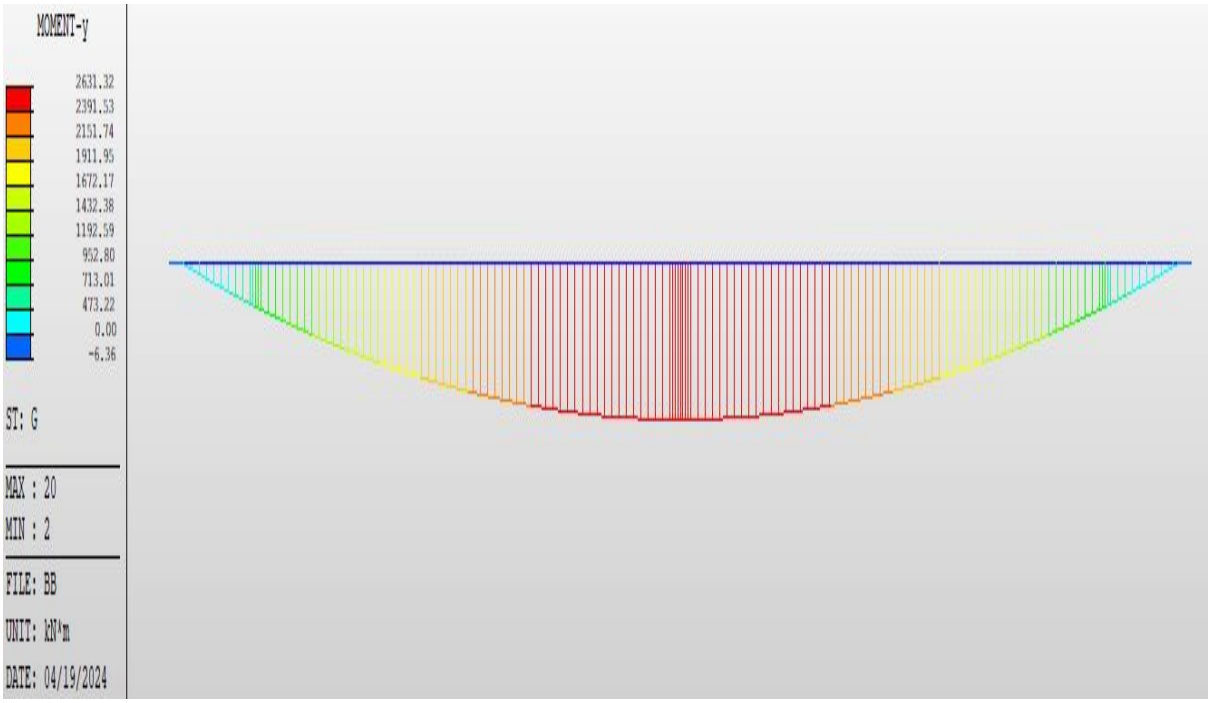
- **Valeur des moments fléchissant réelles**

Désignation			M_0	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4		Poutre5	
				$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$
Surcharge A(L)	1v		566	1.61	912	1.89	1070	1.72	973.52	1.11	628.78	0.83	470.17
	2v		1111.16	1.61	1788.96	1.65	1834	1.35	1500	0.74	822.25	0.42	466.87
	3v		1501.19	1.43	2146.7	1.53	2027	1.33	1996.33	0.86	1291	0.53	795.63
	4v		1668.17	1.23	2052	1.37	2285	1.28	2135.26	0.94	1568	0.79	1317.85
Surcharge B	BC	1v	505.19	0.755	381,42	1.59	803.3	2.14	1081.11	2.55	1288.2	2.98	1505.46
		2v	932.31	1.07	1005.06	1.71	1606	2.02	1897.40	2.03	1906.8	2.08	1953.76
		3v	1213.43	1.28	153.19	1.71	2075	1.79	2172.04	1.6	1941.5	1.49	1808.01
		4v	1366.26	1.33	1817.13	1.59	2173	1.53	2107.89	1.27	1749.7	1.13	1556.81
	Bt	1t	368.15	0.74	272.43	1.5	552.2	2.14	787.84	2.48	913.02	2.72	1001.37
		2t	741.19	1.11	822.72	1.71	1267	1.92	1423.08	1.91	1415.7	1.85	1371.2
Convoi	Mc120		1006.22	1.05	1056.53	1.69	1701	2	2012.44	2.08	2092.9	2.2	2213.68
	D240		1646,82	1.89	3112.48	1.85	3046	1.50	2470.23	0.94	1548	0.44	724.6
ST			28.9	0.22	6.35	1	28.9	2.08	60.11	3.55	102.6	5.52	159.52

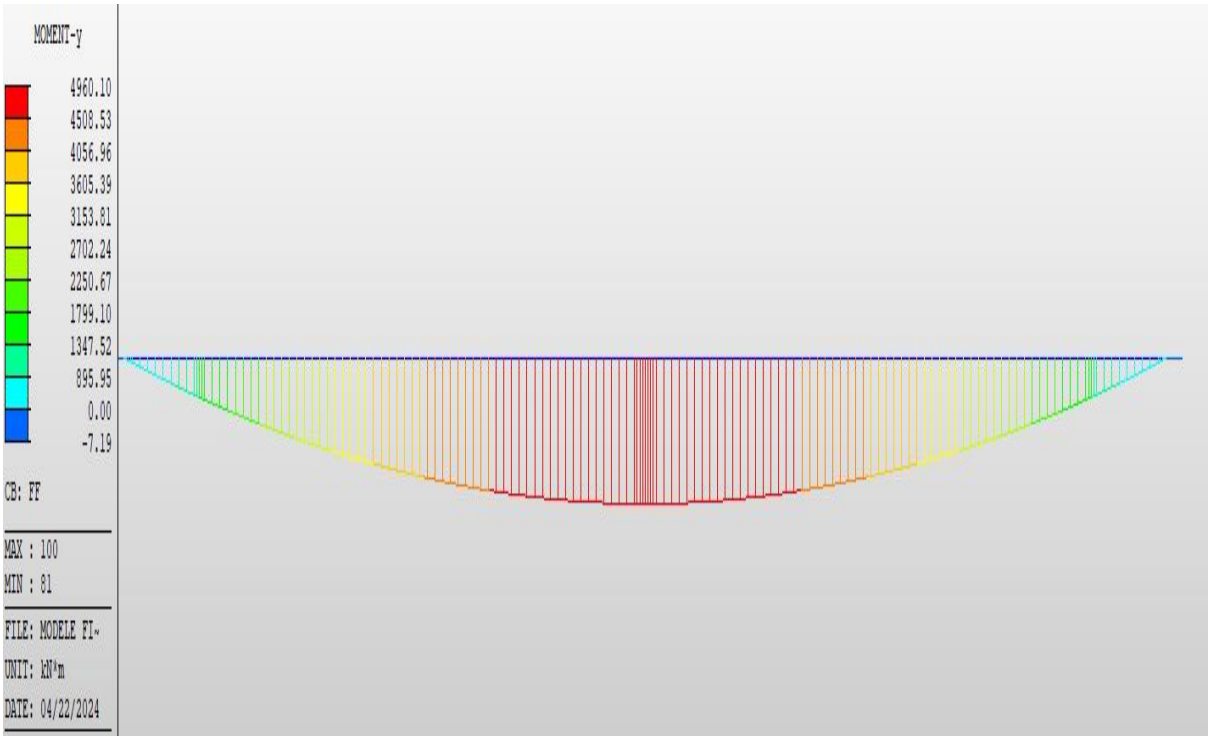
ANNEXE C

Résultats de Calcul Automatique

C.1 LES MOMENTS FLECHISSANTS

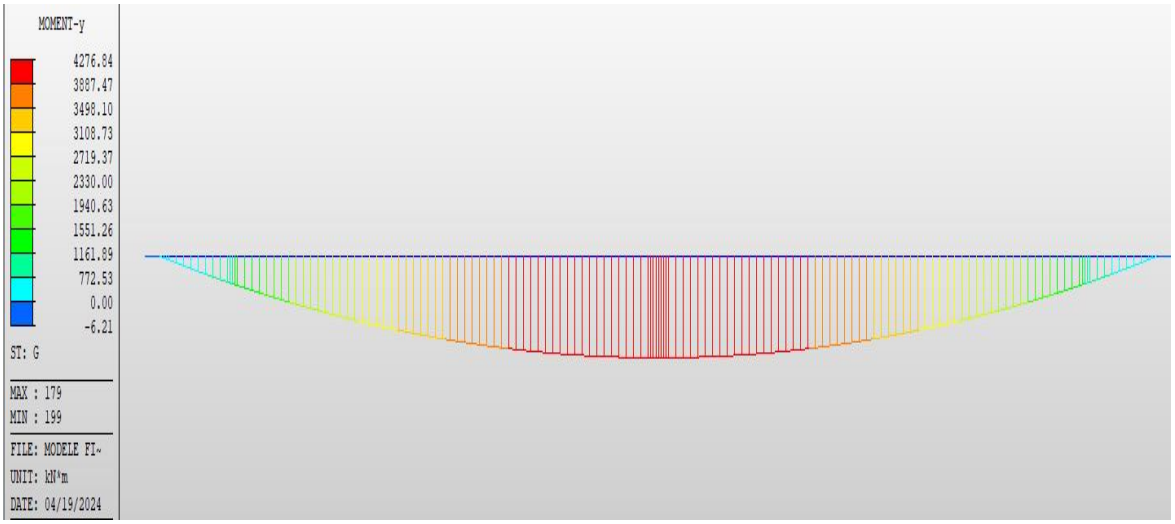


Moment fléchissant sous poids propre d'une seule poutre

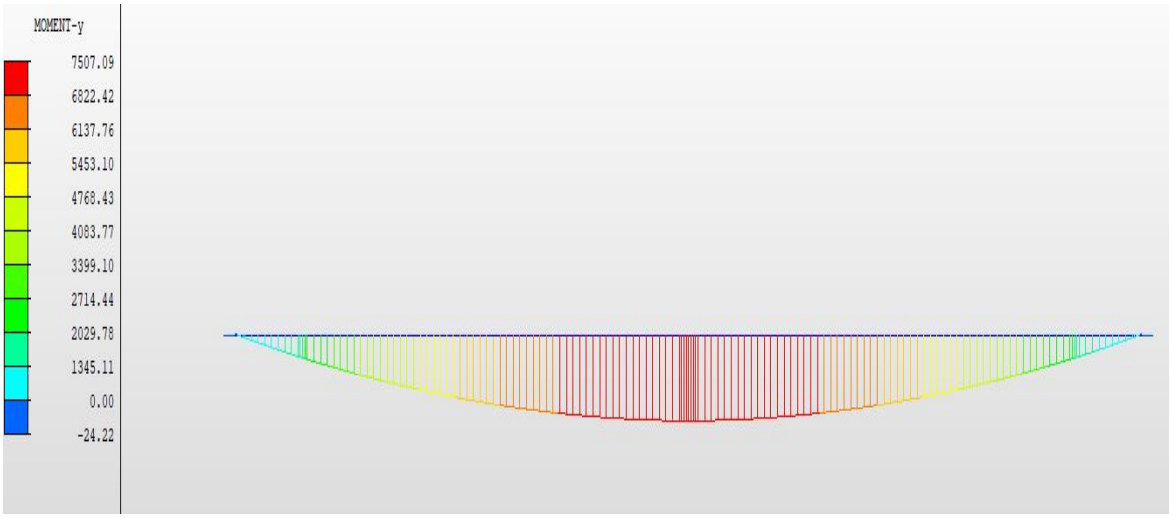


Moment fléchissant sous CP+CCP (G)

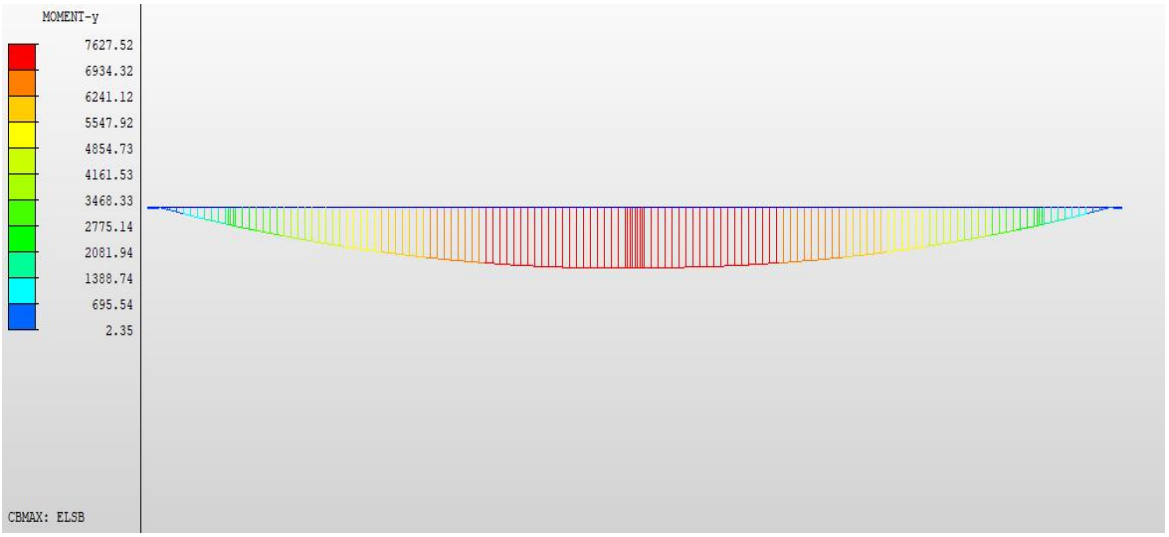
`



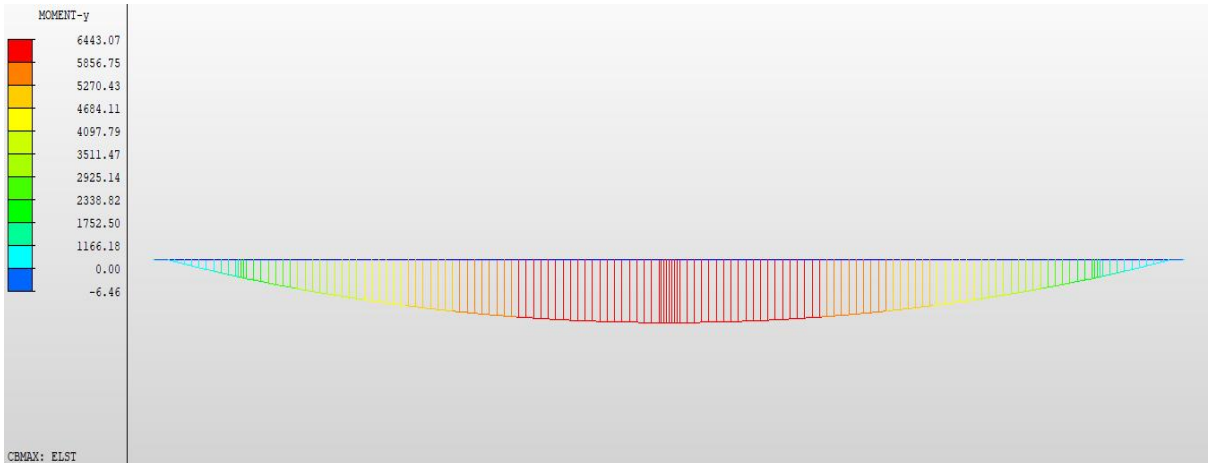
Moment fléchissant d'une poutre + dalle



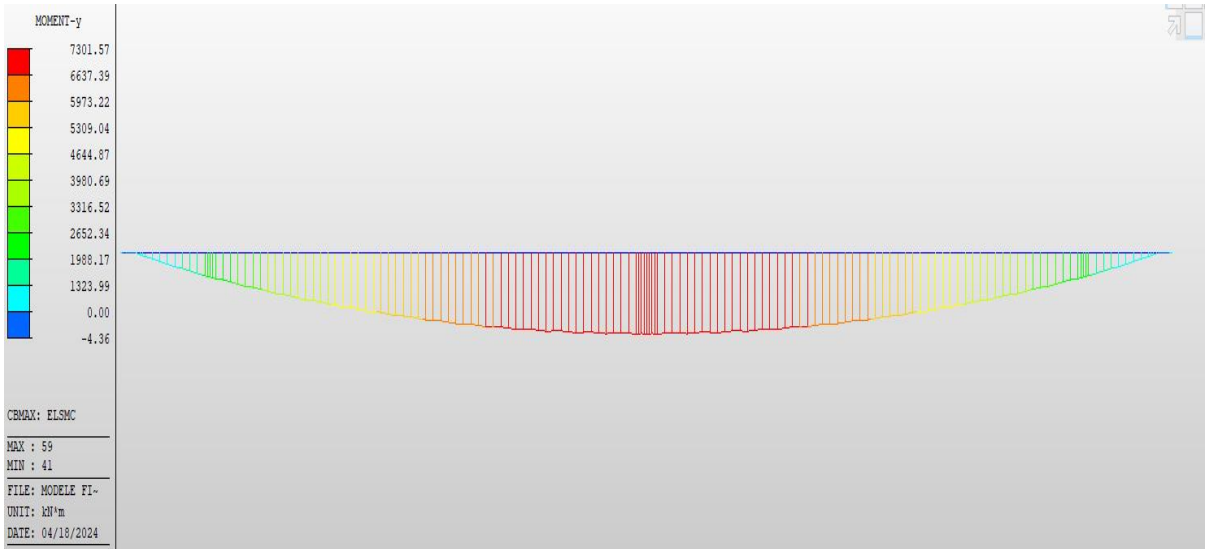
ELS: G + 1.2 AL + ST



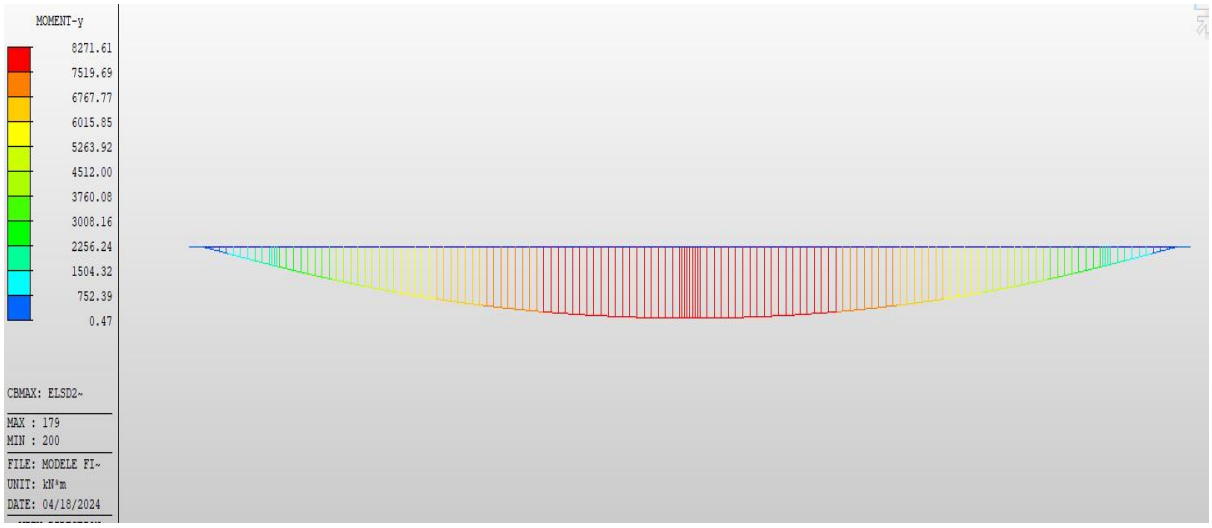
ELS: G + 1.2 BC + ST



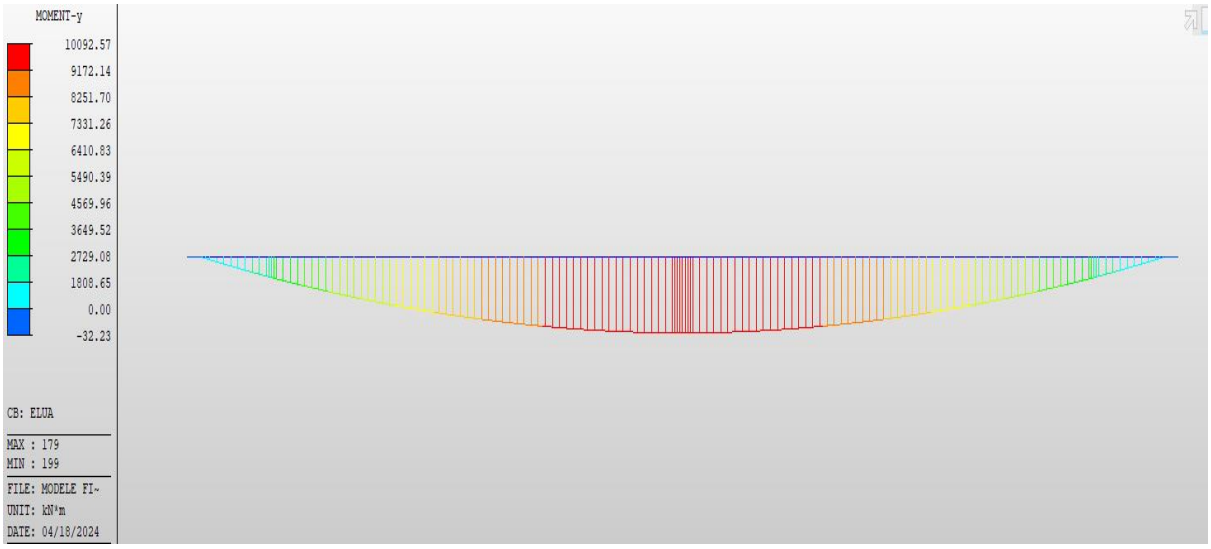
ELS: G + 1.2 BT+ ST



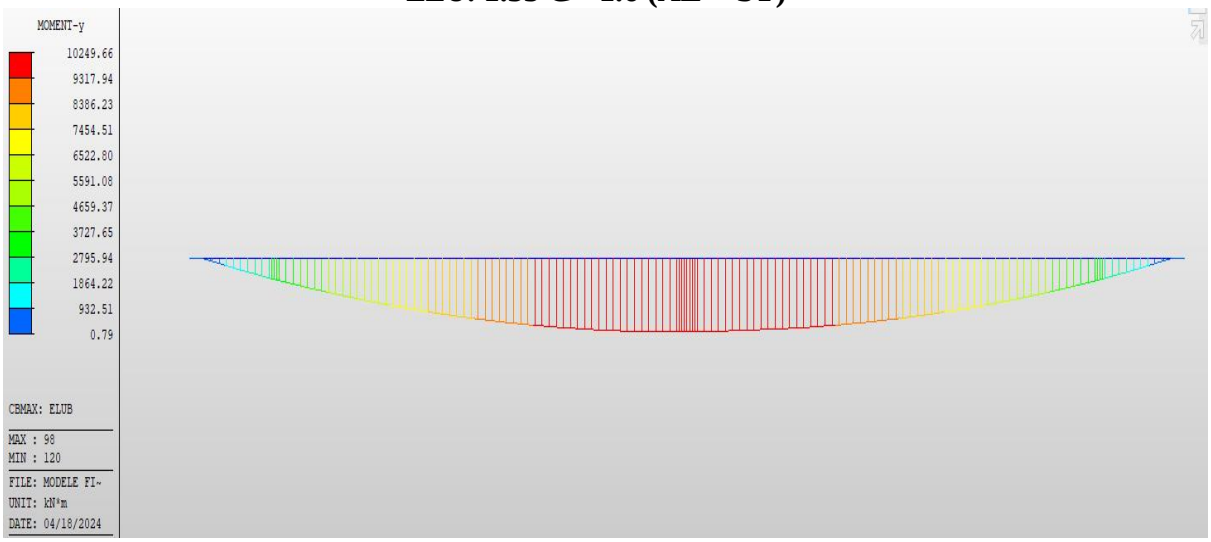
ELS: G + MC120



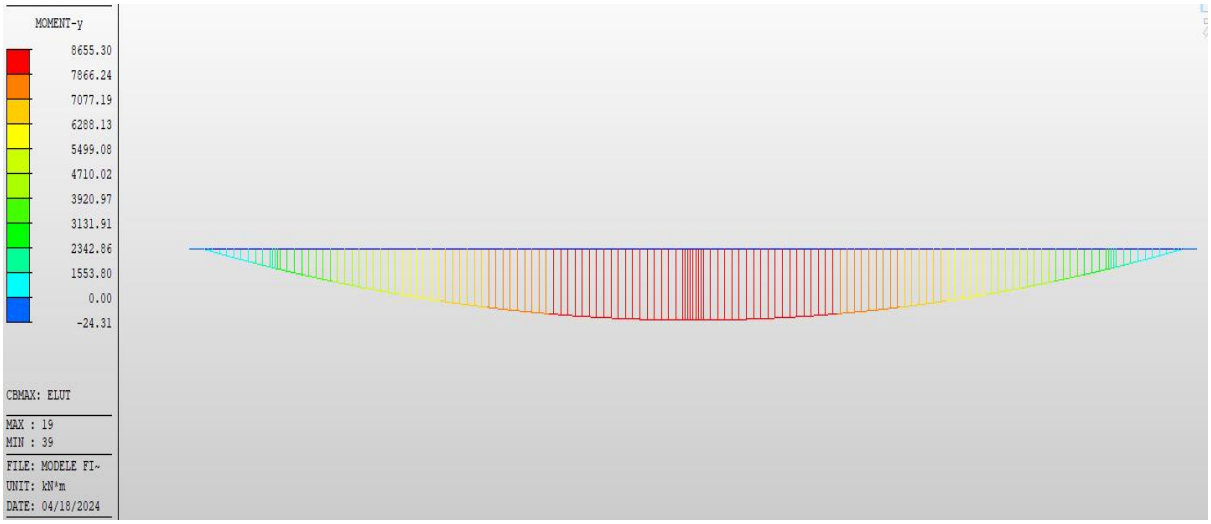
ELS: G + D240



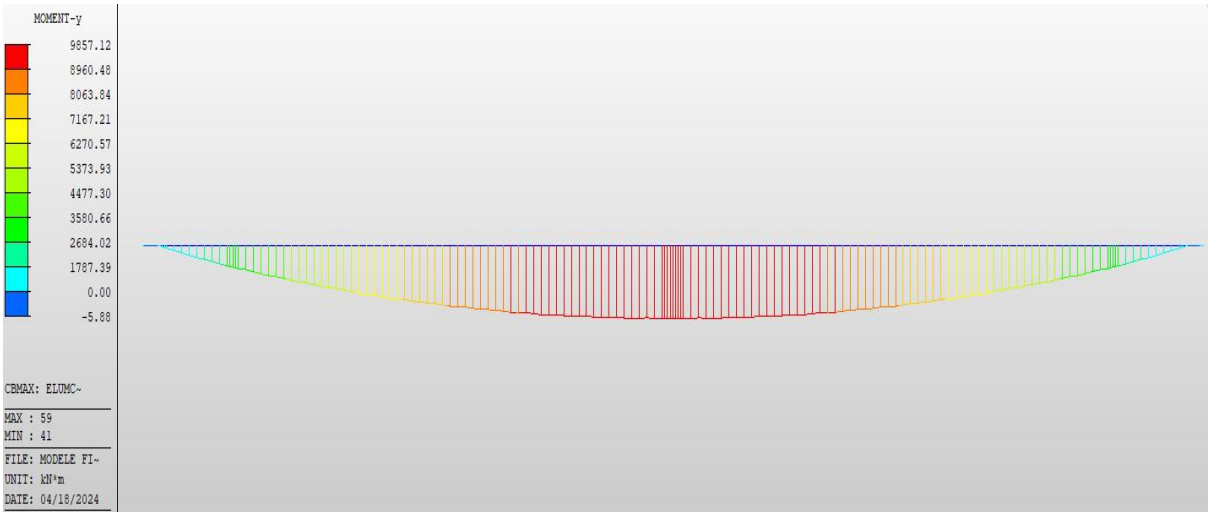
ELU: 1.35 G +1.6 (AL + ST)



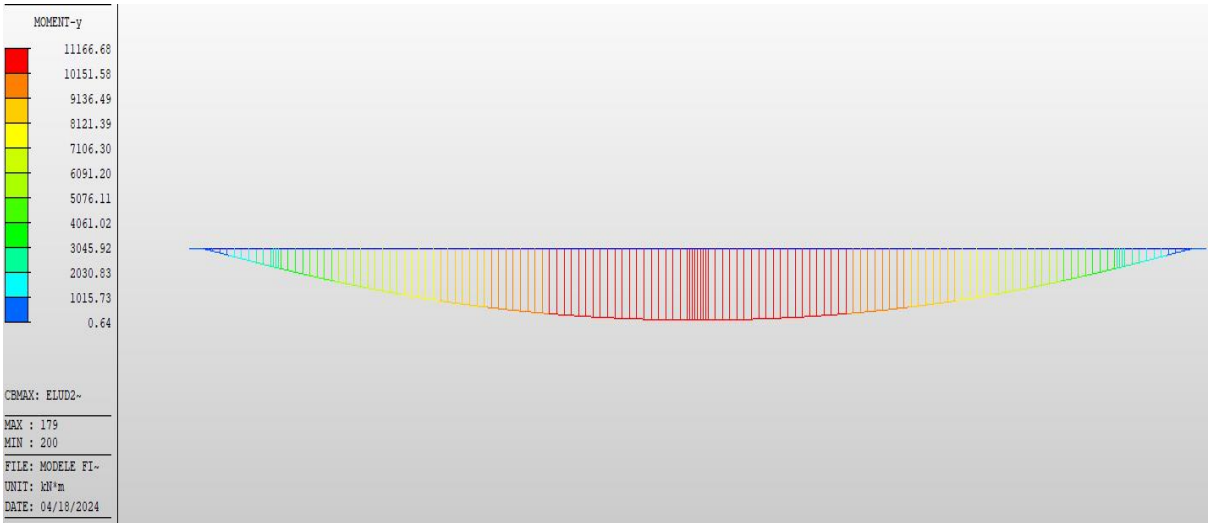
ELU: 1.35 G +1.6 (BC + ST)



ELU: 1.35 G +1.6 (BT+ ST)

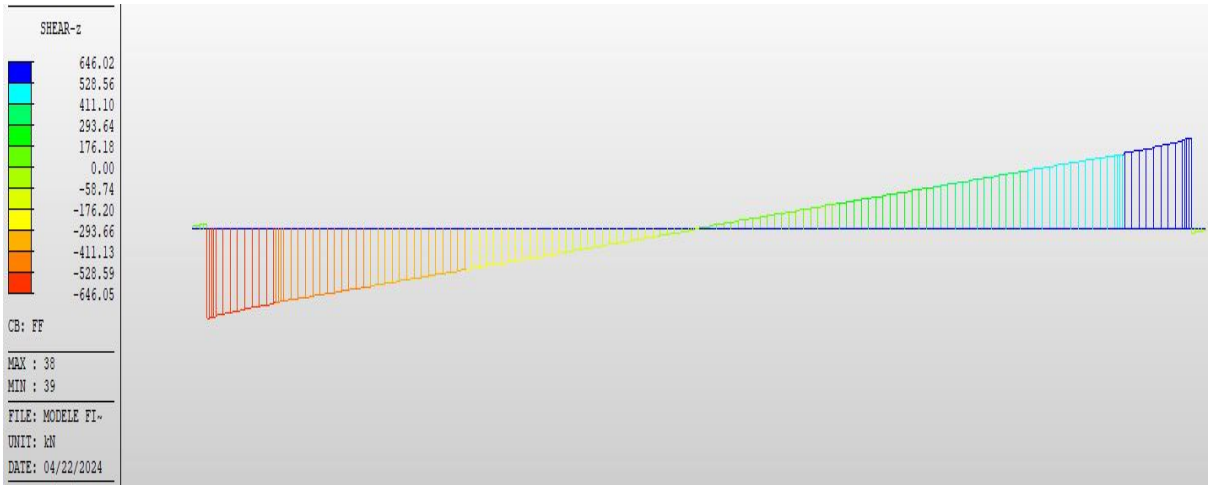


ELU: 1.35 G + 1.35 MC120

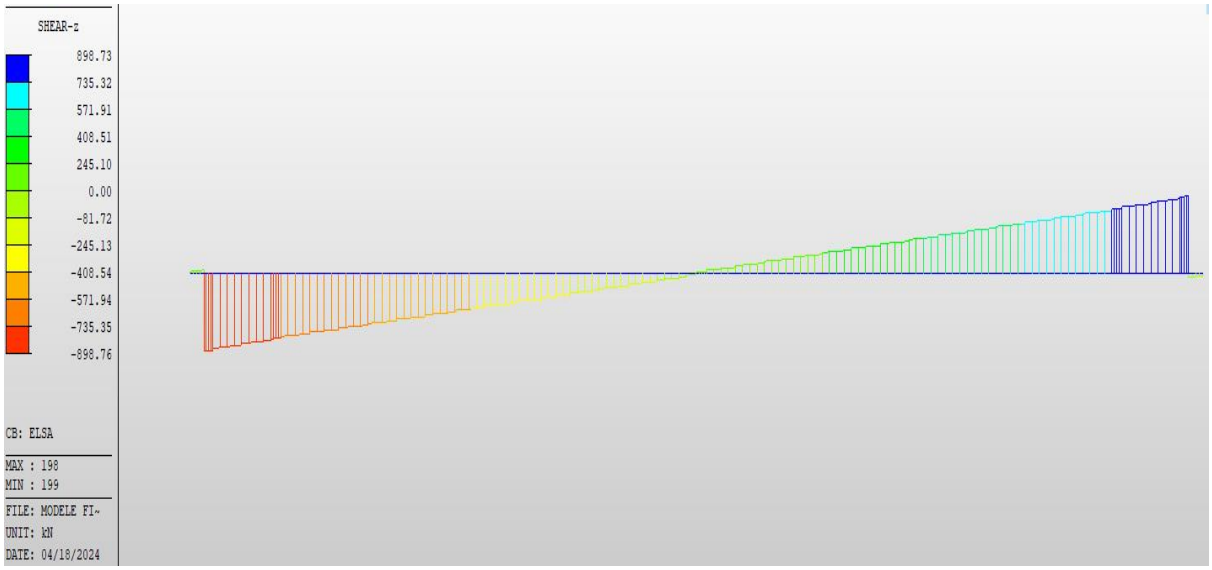


ELU: 1.35 G + 1.35 D240

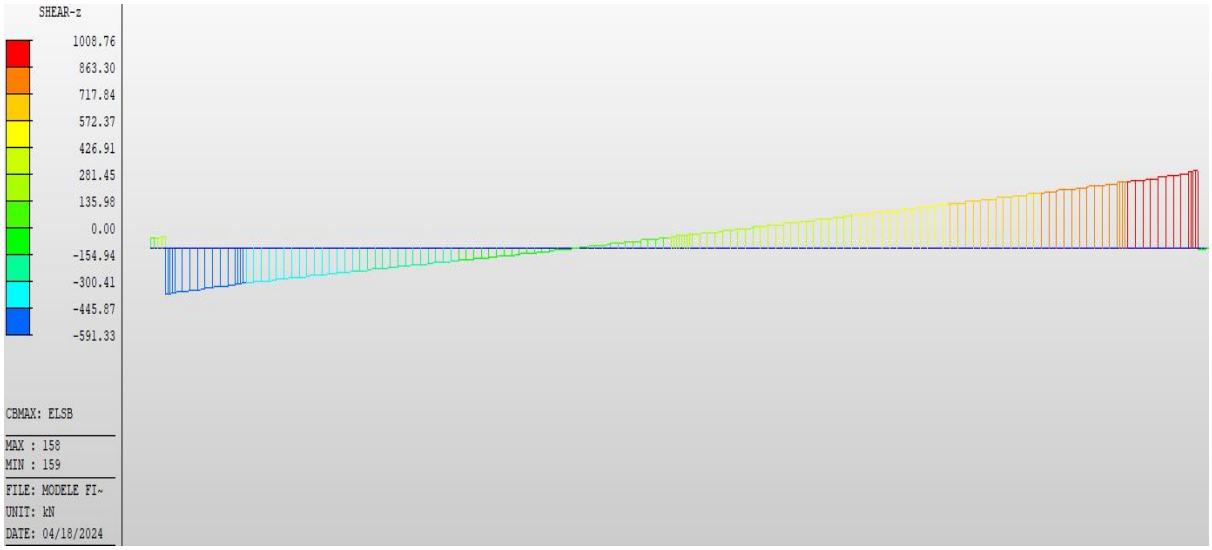
C.2 LES EFFORTS TRANCHANTS:



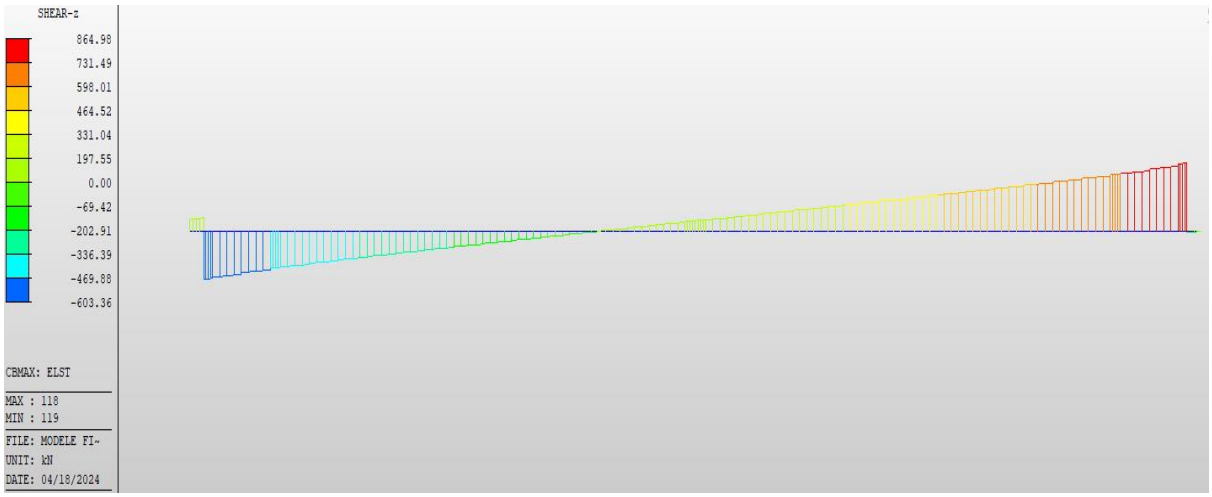
Effort tranchant sous CP+ CCP (G)



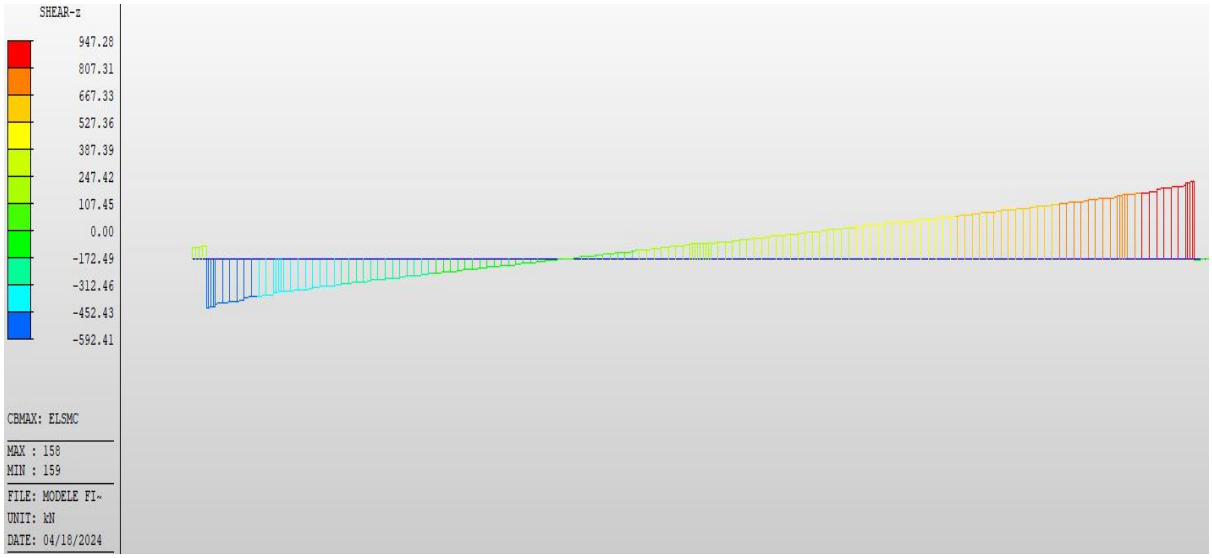
ELS: G + 1.2 (AL + ST)



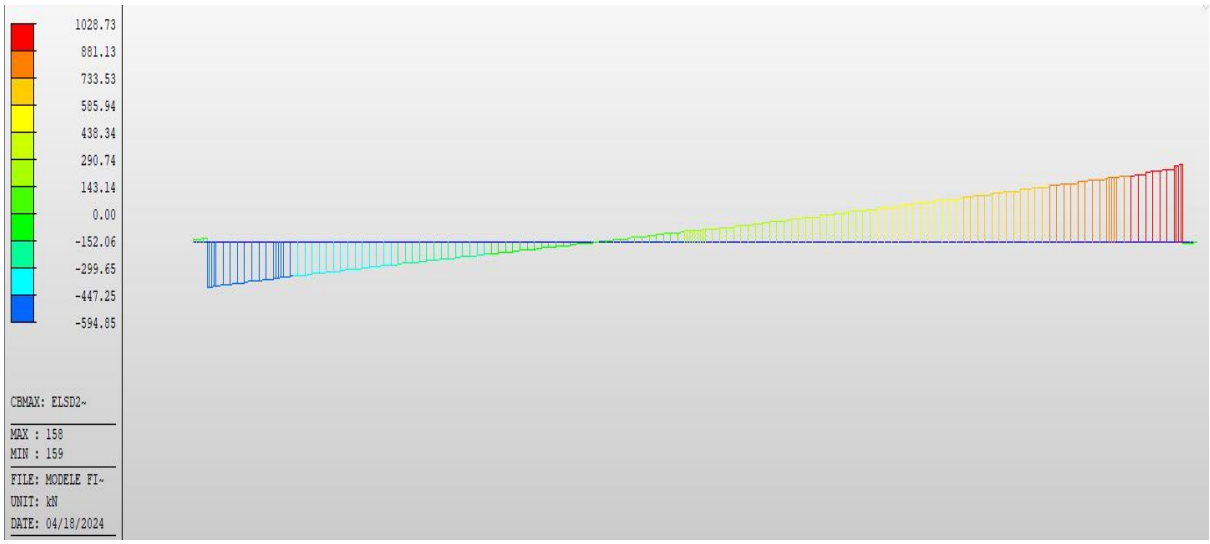
ELS: G + 1.2 (BC + ST)



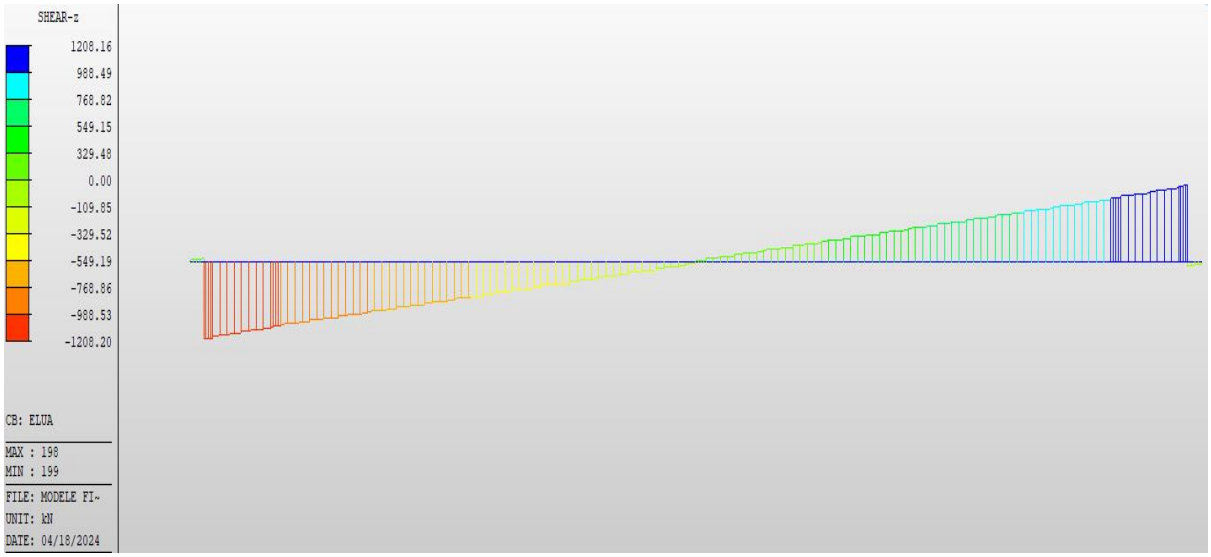
ELS: G + 1.2 (BT+ ST)



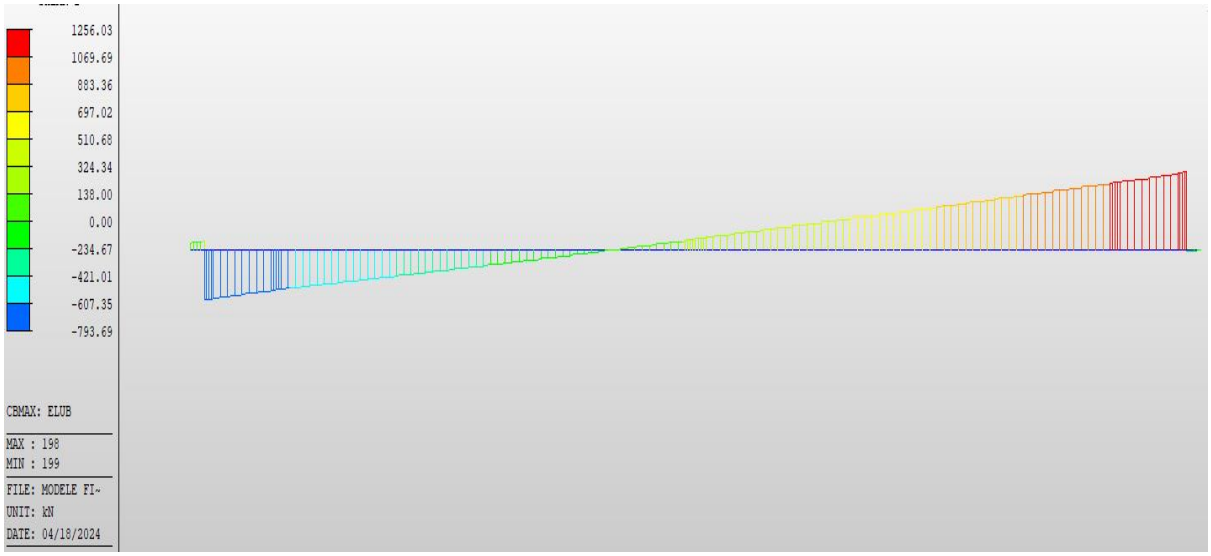
ELS: G + MC120



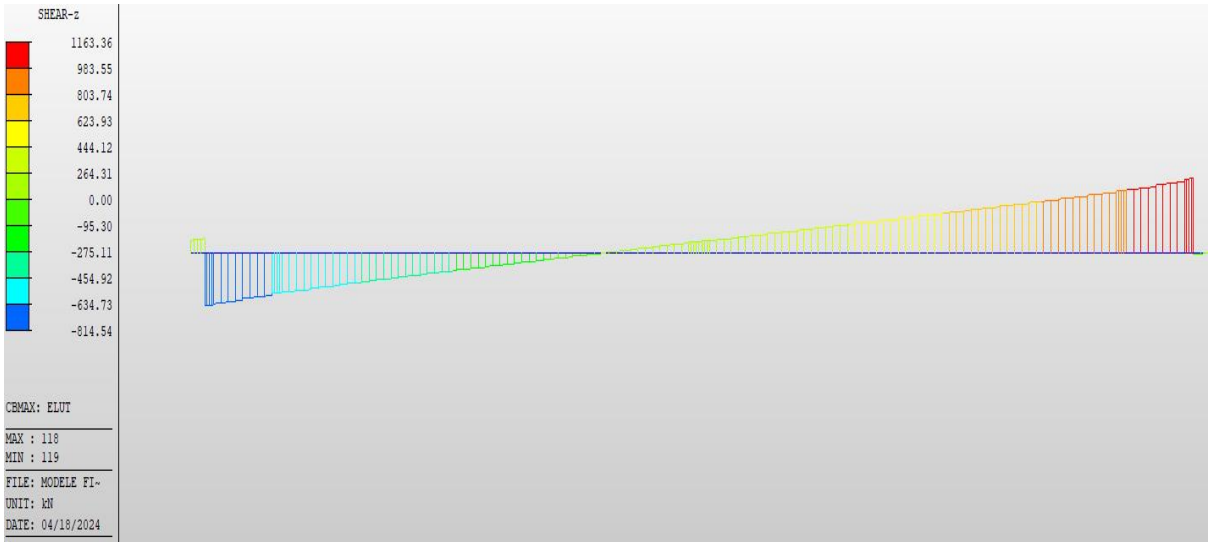
ELS: G +D240



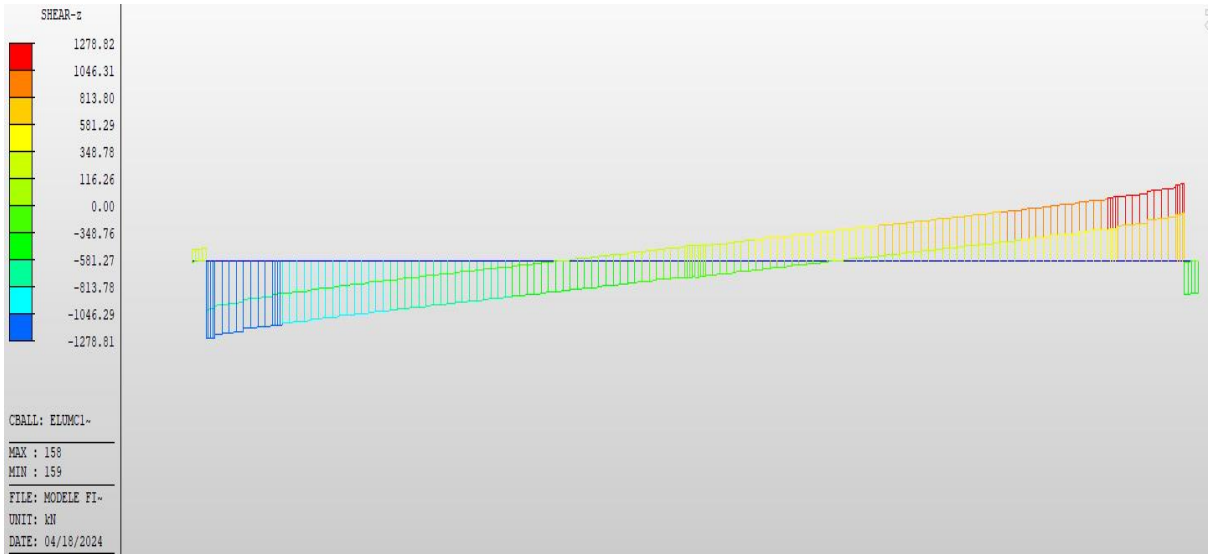
ELU: 1.35 G +1.6 (AL + ST)



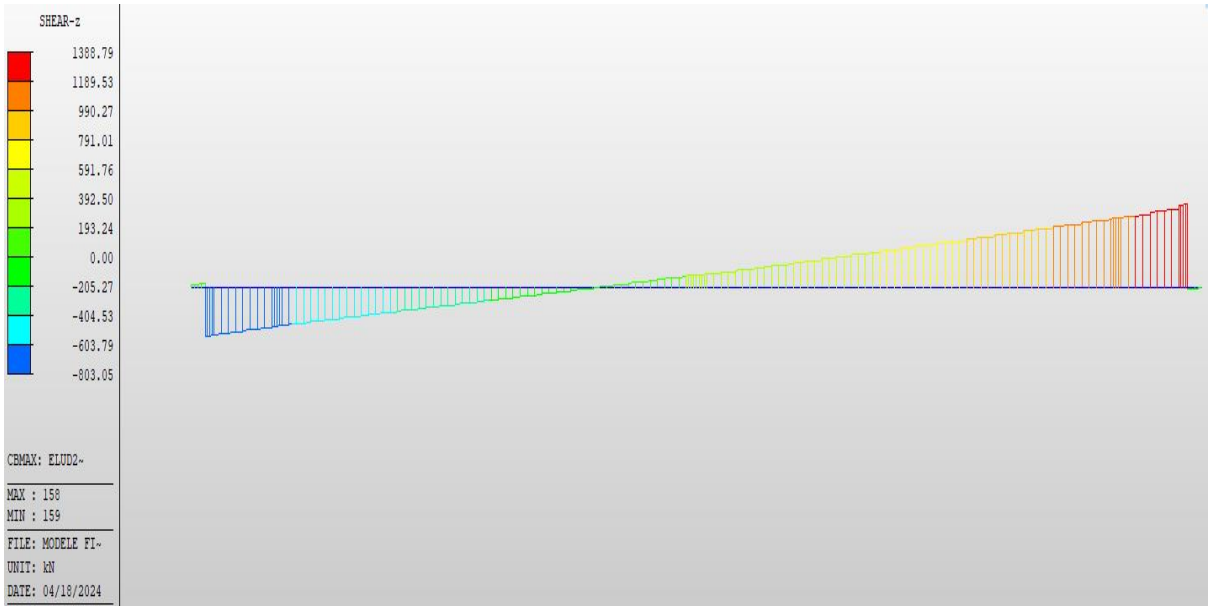
ELU: 1.35 G +1.6 (BC + ST)



ELS: G + 1.2 (BT+ ST)



ELU: 1.35 G + 1.35 MC120



ELU: 1.35 G + 1.35 D240

ANNEXE D

FERRAILLAGE

Ferraillage de l'entretoise
La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

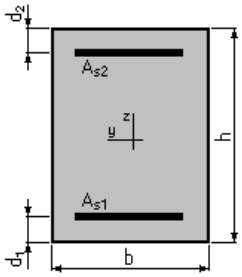
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 35 (cm)
h = 140 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	526.87	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	390.27	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 13.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.1 (cm2)
Théorique ρ = 0.29 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 526.87 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.49	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 10.8	(cm)
Bras de levier :	Z = 130.7	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0.87	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 390.27 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.00	
Position de l'axe neutre :	y = 34.5	(cm)
Bras de levier :	Z = 123.5	(cm)
Contrainte maxi du béton :	σ_b = 5.2	(MPa)
Contrainte limite :	0,6 fcj = 21.0	(MPa)

Contrainte de l'acier : tendue :σ_s = 228.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise
La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

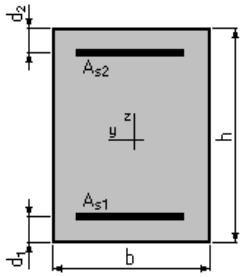
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 35 (cm)
h = 140 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3.Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	263.44.07	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	195.14	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 6.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.1 (cm2)
Théorique ρ = 0. (%)
Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 263.44 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.48 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 5.3 (cm)
Bras de levier : Z = 132.9 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.41 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue :σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 195.14 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 25.2 (cm)
Bras de levier : Z = 126.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 22.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,Lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise

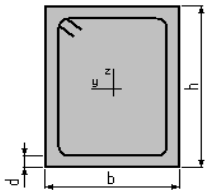
Amateures transversale (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2.Section :



b = 35.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	903.21	0.00
2.	ELA	0.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.9 (MPa)

Contrainte tangente limite τ_{Ulm} = 3.5 (MPa)

5. Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant :

Section A_t = 2.3 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 12

Espacement : S_t = 13.2 (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : 7 + 16*13 + 6*16 + 7*20 + 7*25 + 4*35 (cm)

Espacement maximum: $S_{t,\,max}$ = 40.0 (cm)

Ferraillage de l'hourdis

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

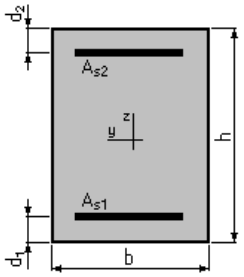
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	73.14	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	54.83	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 13.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.1 (cm2)

Théorique ρ = 0.68 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 73.14 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.5 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 3.7 (cm)
Bras de levier : Z = 18.5 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 2.3 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 54.83 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 7.2 (cm)
Bras de levier : Z = 17.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 8.6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 228.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,Lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'hourdis

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

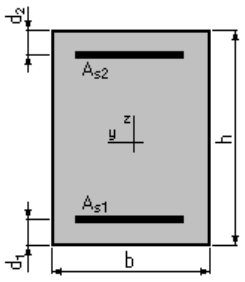
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	71.61	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	53.69	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique As1 = 13.3 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)
Section minimum As min = 3.1 (cm2)
Théorique ρ = 0.67 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU	**M_{max} = 71.61 (kN*m)**	**M_{min} = 0.00 (kN*m)**	
Coefficient de sécurité :	1.50	Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	y = 3.7	(cm)	
Bras de levier :	Z = 18.5	(cm)	
Déformation du béton :	ε_b = 2.24	(‰)	
Déformation de l'acier :	ε_s = 10.00	(‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	σ_s = 434.8	(MPa)	
Cas ELS	**M_{max} = 53.69 (kN*m)**	**M_{min} = 0.00 (kN*m)**	
Coefficient de sécurité :	1.00		
Position de l'axe neutre :	y = 7.2	(cm)	
Bras de levier :	Z = 17.6	(cm)	
Contrainte maxi du béton :	σ_b = 8.5	(MPa)	
Contrainte limite :	0,6 fcj = 21.0	(MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	σ_s = 228.6	(MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\,Lim}$ = 228.6	(MPa)	

Ferraillage des futs

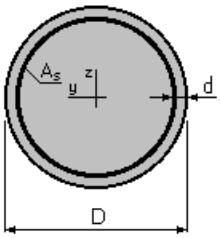
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



D = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas NO	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	7949.90	2440.64	0.00
2.	ELS	5900.88	2087.24	0.00
3.	ELA	6914.93	5399.31	5008.5

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_s = 176.7 (cm2)		
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 176.7 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 883.6 (cm2)
Théorique	ρ = 1 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.50 (%)	maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU N = 7949.90 (kN) M_y = 2440.64 (kN*m) Mz = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	2.4	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 112.8	(cm)
Bras de levier :	Z = 93.3	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 0.99	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_s =197.7	(MPa)
Comprimée :	σ_s'= 434.8	(MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 5900.88 (kN) M_y = 2087.24 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.94
Position de l'axe neutre :	y = 110.8 (cm)
Bras de levier :	Z = 100.5 (cm)
Contrainte maxi du béton :	σ_b = 8.4 (MPa)
Contrainte limite :	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	σ_s = 38.4 (MPa)
Comprimée :	σ_s'= 119.5(MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 6914.93 (kN) M_y = 5399.31 (kN*m) M_z = 5008.5 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.04	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 58.1	(cm)
Bras de levier :	Z = 117.5	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 5.23	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_s =500.0	(MPa)

Comprimée : σ_s'= 500.0 (MPa)

Armateurs transversaux

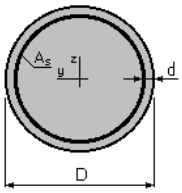
Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression
T : moment de torsion

Cas NO	Type	V (KN)	N (kN)
1.	ELU	115.30	7949.90
2.	ELA	366.22	6914.93

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)
Armatures transversales :
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 4.0 (cm2)
Cadres : 2 HA 16
Espacement : St = 30.0 (cm)
Espacement maximum: St,max = 30.0 (cm)

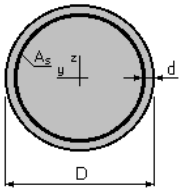
Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa**)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression
T : moment de torsion

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	115.30	7949.90
2.	ELA	366.22	6914.93

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale tu = 0.2 (MPa)
Contrainte tangente limite tu,lim = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 4.0 (cm2)
Cadres : 2 HA 16
Espacement : St = 15.0 (cm)
Espacement maximum: St,max = 15.0 (cm)

Ferraillage de chevêtre

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

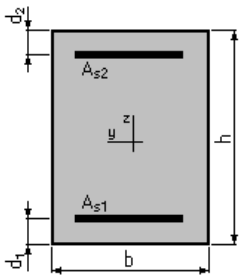
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 210.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4451.40	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	3304.98	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 121.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30.4 (cm2)
Théorique ρ = 0.40 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 4451.40 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.63	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 20.6	(cm)
Bras de levier :	Z = 136.8	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 1.66	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier	Tendue : σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 3304.98 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	y = 42.3 (cm)

Bras de levier : Z = 130.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5.7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier : Tendue :σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

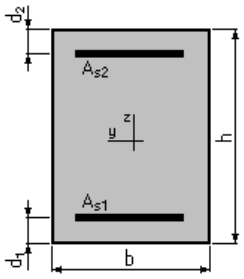
La nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :
b = 210.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm



3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1600.13	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	1188.30	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 42.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30.4 (cm2)
Théorique ρ = 0.14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 1600.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.63 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 7.1 (cm)
Bras de levier : Z = 142.2 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.52 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier : Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 1188.30 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 26.7 (cm)
Bras de levier : Z = 136.1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 19.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

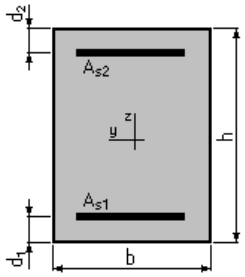
Ferraillage de chevêtre

Armateurs transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : Fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre



2. Section :
b = 210.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3555.85	0.00

4. Résultats :
Contrainte tangente maximale τ_u = 1.2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa
Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 4.0 (cm2)
Cadres : 2 HA 16
Espacement : St = 14.9 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum: St,max = 40.0 (cm) 7 + 11*13 + 3*16 + 3*20 + 3*25 + 3*35 + 9*40

Ferraillage des pieux

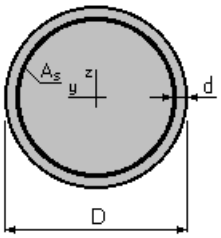
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2347.07	190.38	0.00
2.	ELS	1749.86	148.17	0.00
3.	ELA	1517.02	191.87	

4. Résultats :
Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
Théorique ρ = 1.00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas NO 1 : Type ELU N = 2347.07 (kN) My = 190.38 (kN*m) Mz = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 8.45 Pivot : C
Position de l'axe neutre : y = 147.1 (cm)
Bras de levier : Z = 50.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3.08 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Comprimée : σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1749.86 (kN) M_y = 148.17 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7.87
Position de l'axe neutre : y = 175.3 (cm)
Bras de levier : Z = 62.5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier Comprimée :σ_s'= 29.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 1649.4 (kN) M_y = 191.87 (kN*m) M_Z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 12.63 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 115.4 (cm)
Bras de levier : Z = 63.9 (cm)
Déformation du béton : e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier : e_S = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier : Comprimée : σ_s' = 500.0 (MPa

Ferraillage des pieux

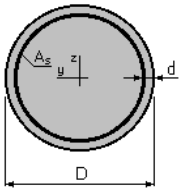
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1**. Hypothèses :**

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : Fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	54.34	2347.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 3.1 (cm2)
Cadres : 2 Æ 14
Espacement : St = 30.0 (cm)
Espacement maximum: St,max = 30.0 (cm)

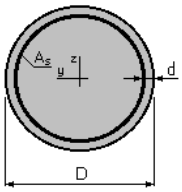
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2.Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	54.34	2347.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 3.1 (cm2)
Cadres : 2 HA 14
Espacement : St = 15.0 (cm)
Espacement maximum: St, max = 15.0 (cm)

Ferraillage de mur frontal

Calcul de Section en Flexion Composée

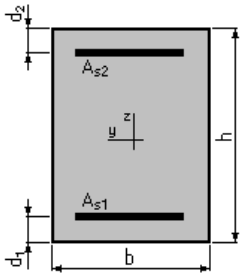
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : Fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 100.0 (cm)
h = 135.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	794.60	-655.00
2.	ELS	588.58	-599.07

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 13.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 27.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 675.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 794.60 (kN) M = -655.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.60 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 24.4 (cm)
Bras de levier : Z = 118.2 (cm)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton : ε_b = 2.36 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)
Comprimée : σ_s'= 337.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 588.58 (kN) M = -599.07 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.22
Position de l'axe neutre : y = 35.0 (cm)
Bras de levier : Z = 116.3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.3 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 18.4 (MPa)
Comprimée : σ_s' = 31.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion simple

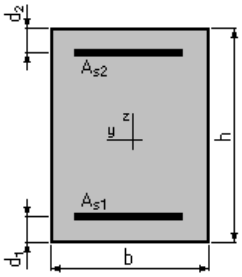
1.Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	102.95	0.00
Etat Limite de Service	78.04	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 17.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.68 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 102.95 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.63 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 6.1 (cm)
Bras de levier : Z = 22.6 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3.22 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier : tendue σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 78.04 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 9.1 (cm)
Bras de levier : Z = 22.0 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7.8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de mur garde grève

Calcul de Section en flexion simple

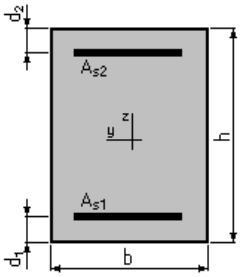
1.Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section :

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	168.09	0.00
Etat Limite de Service	125.90	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 28.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)
Théorique ρ = 1.14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 168.09(kN*m)** **M_{min} = 0.00(kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.54 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 10.1 (cm)
Bras de levier : Z = 21.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 5.16 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 125.90 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 10.9 (cm)
Bras de levier : Z = 21.4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 10.8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage horizontal de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

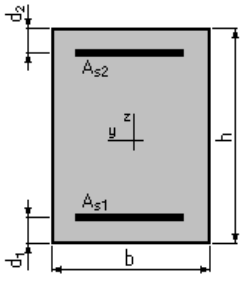
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	262.5	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 25.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.49 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = 262.5 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 17.5 (cm)
Bras de levier : Z = 49.2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 6.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage vertical de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

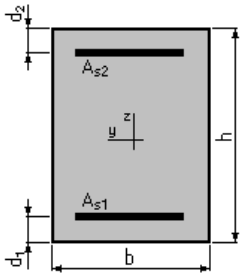
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00

Etat **L**imite de **S**ervice	176	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

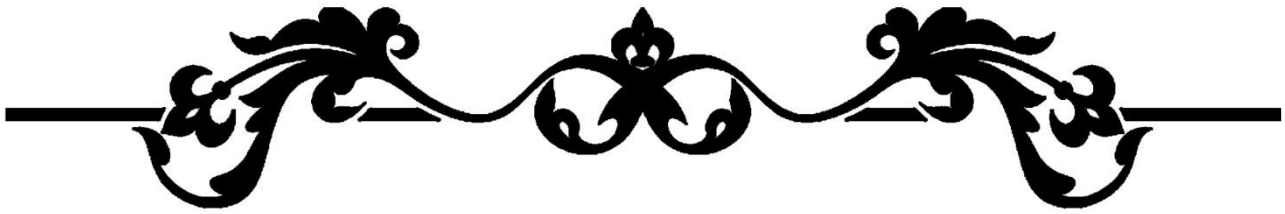
4. Résultats

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 16.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.30 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 176 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 14.3 (cm)
Bras de levier : Z = 50.2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 4.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 207.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)



ANNEXE E

Résultats de Calcul Sismique



Tableau E.1 : Modes propres, résultats Midas civil 2022.

Mode	Periode (s)	Ux (%)	Cumulle x (%)	UY (%)	Cumulle y (%)	UZ (%)	Cumulle z (%)
1	1.57	97.79	97.79	0.02	0.02	0	0
2	1.33	0.04	97.83	72.81	72.83	0	0
3	1.17	0	97.83	0.97	73.8	0	0
4	1.07	0.01	97.84	20.63	94.43	0	0
5	0.89	0.01	97.85	0.1	94.53	0	0
6	0.64	0	97.86	0.01	94.54	0	0
7	0.61	0	97.86	0	94.54	2	2
8	0.46	0	97.86	0	94.54	0	2
9	0.42	0	97.86	0	94.54	0.42	2.42
1	0.41	0	97.86	0	94.54	5.44	7.86
11	0.41	0	97.86	0	94.54	1.23	9.08
12	0.40	0	97.86	0	94.54	3.95	13.03
13	0.40	0	97.86	0	94.54	2.63	15.66
14	0.40	0	97.86	0	94.54	1.05	16.71
15	0.40	0	97.86	0	94.54	0	16.71
16	0.39	0	97.86	0	94.54	4.75	21.47
17	0.39	0	97.86	0	94.54	44.33	65.8
18	0.36	0.04	97.9	0	94.54	0.01	65.81
19	0.36	0	97.91	0	94.54	0.04	65.85
20	0.34	0	97.91	0	94.54	0.04	65.9
21	0.33	0	97.91	0	94.54	0	65.9
22	0.33	0	97.91	0	94.54	0.04	65.94
23	0.32	0	97.91	0	94.54	0.01	65.94
24	0.31	0.09	98	0	94.54	0.01	65.95
25	0.31	0	98	0	94.54	0	65.96
26	0.31	0	98	0	94.54	0	65.96
27	0.30	0.02	98.02	0	94.54	0	65.96
28	0.30	0.1	98.12	0	94.54	0	65.96
29	0.30	0.13	98.25	0	94.55	0.02	65.98
30	0.30	0.36	98.61	0	94.55	0	65.99
31	0.30	0.01	98.61	0	94.55	0.02	66
32	0.29	0.01	98.62	0	94.55	0	66
33	0.29	0	98.62	0	94.55	0.01	66.02
34	0.28	0	98.63	0.01	94.57	0	66.02
35	0.27	0.25	98.87	0	94.57	0	66.02
36	0.27	0	98.87	0.93	95.5	0	66.02
37	0.26	0	98.87	0	95.5	0.02	66.04
38	0.25	0.01	98.88	0.22	95.71	0	66.04
39	0.25	0	98.89	0.23	95.95	0	66.04
40	0.25	0.14	99.02	0	95.95	0.05	66.1

Tableau 2 : Evaluation des efforts sur les appareils d'appui selon la combinaison E1.

Appareil d'appui		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)
Culée 1	1	150.07	33.67	66.06
	2	154.87	36.21	65.61
	3	150.38	33.67	63.50
	4	154.49	36.21	63.63
	5	150.98	33.66	60.54
	6	154.15	36.21	59.45
	7	151.66	33.65	56.18
	8	153.94	36.19	98.72
	9	152.37	33.61	90.08
Culée 2	1	156.86	36.16	69.92
	2	152.55	33.61	85.24
	3	156.43	36.18	50.00
	4	151.80	33.65	53.89
	5	156.02	36.20	55.80
	6	151.07	33.66	60.07
	7	155.63	36.20	61.10
	8	150.43	33.67	64.69
	9	155.25	36.21	65.06

Tableau 3 : Evaluation des efforts sur les appareils d'appui selon la combinaison E2.

Appareil d'appui		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)
Culée 1	1	48.81	103.79	55.74
	2	57.30	92.54	54.86
	3	49.89	103.79	53.42
	4	54.86	92.53	56.09
	5	51.91	103.78	53.39
	6	52.52	92.50	53.27
	7	54.12	103.73	50.39
	8	50.60	92.40	155.85
	9	56.36	103.62	165.86
Culée 2	1	69.32	92.39	136.84
	2	56.32	103.61	161.82
	3	66.93	92.49	43.52
	4	54.08	103.73	47.98
	5	64.54	92.52	48.43
	6	51.88	103.77	52.45
	7	62.14	92.54	51.47
	8	49.87	103.78	54.59
	9	59.73	92.54	54.21

Tableau E.4 : Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E3.

Appareil d'appui		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)
Culée 1	1	53.40	32.23	172.68
	2	57.29	31.04	166.61
	3	53.62	32.23	163.47
	4	56.52	31.03	158.72
	5	54.04	32.24	148.37
	6	55.69	31.02	144.30
	7	54.47	32.23	130.91
	8	55.00	30.99	131.15
	9	54.94	32.20	119.63
Culée 2	1	59.40	31.02	88.18
	2	54.96	32.15	108.04
	3	59.01	31.04	107.56
	4	54.47	32.19	123.64
	5	58.68	31.05	129.04
	6	54.05	32.21	146.44
	7	58.34	31.05	149.78
	8	53.65	32.22	166.08
	9	57.89	31.05	164.15

Tableau E.5 : les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E1

PILES		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
PILE 01	Fut 01	651.01	139.51	501.93	5213.4	606.4
	Fut 02	568.54	168.63	323.39	4946.4	687.3
	Fut 03	630.08	142.70	489.13	5110.6	613.0
PILE 02	Fut 01	474.29	135.45	544.42	4918.0	800.2
	Fut 02	418.84	153.88	327.42	4675.6	871.4
	Fut 03	462.50	138.37	511.39	4841.2	809.1
PILE 03	Fut 01	388.85	167.34	640.22	4545.4	1137.3
	Fut 02	347.07	186.67	337.17	4340.0	1224.4
	Fut 03	382.48	169.58	638.53	4498.5	1146.5
PILE 04	Fut 01	294.11	182.85	759.21	3942.8	1467.1
	Fut 02	265.49	200.61	338.22	3779.9	1561.9
	Fut 03	289.06	186.25	727.28	3898.9	1484.9
PILE 05	Fut 01	274.10	191.55	794.49	3813.8	1578.0
	Fut 02	250.25	209.79	316.64	3677.6	1677.8
	Fut 03	270.67	194.19	777.99	3783.7	1591.5
PILE 06	Fut 01	326.71	189.67	751.50	4229.0	1421.9
	Fut 02	295.81	210.52	338.66	4058.3	1525.6
	Fut 03	385.55	153.09	654.21	4590.1	1041.3
PILE 07	Fut 01	348.55	173.31	319.76	4420.3	1131.2
	Fut 02	380.05	155.87	588.44	4563.7	1049.6
	Fut 03	555.43	140.05	487.07	5273.9	720.0
PILE 08	Fut 01	623.23	438.45	865.76	5040.1	789.8
	Fut 02	632.01	506.21	193.02	5131.6	726.7

	Fut 03	649.59	436.29	898.42	4184.3	1435.5

Tableau E.6 : les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E2.

PILES		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
PILE 01	Fut 01	232.4	431.6	1140.7	1784.2	1890.4
	Fut 02	184.3	532.2	306.4	1606.0	2168.1
	Fut 03	225.7	443.9	1116.1	1751.9	1922.0
PILE 02	Fut 01	171.6	417.5	1266.0	1698.6	2477.9
	Fut 02	136.1	480.8	311.4	1519.7	2721.4
	Fut 03	167.9	426.0	1222.7	1675.0	2508.2
PILE 03	Fut 01	138.4	508.1	1589.4	1553.3	3467.5
	Fut 02	112.5	572.4	316.7	1406.0	3754.6
	Fut 03	136.5	516.3	1572.7	1539.0	3503.2
PILE 04	Fut 01	98.8	552.7	1907.5	1293.8	4444.2
	Fut 02	85.5	609.3	330.3	1213.9	4744.3
	Fut 03	97.7	561.1	1856.9	1285.4	4488.7
PILE 05	Fut 01	88.4	569.6	1991.2	1217.6	4700.3
	Fut 02	79.4	626.3	324.8	1165.2	5008.6
	Fut 03	86.9	577.3	1956.7	1204.6	4741.5
PILE 06	Fut 01	115.9	554.6	1826.1	1439.4	4164.1
	Fut 02	95.6	617.2	322.7	1307.9	4473.2
	Fut 03	135.5	454.8	1483.3	1532.2	3091.2
PILE 07	Fut 01	117.5	513.7	305.8	1485.7	3352.3
	Fut 02	147.2	462.5	1402.2	1673.3	3121.3
	Fut 03	224.3	418.0	1147.7	2032.3	2172.5
PILE 08	Fut 01	177.1	493.2	283.5	1796.1	2424.3
	Fut 02	175.3	426.2	1192.8	1690.2	2198.9
	Fut 03	112.2	563.2	1793.6	1400.8	4206.0

Tableau E.7 : les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E3.

PILES		RL(KN)	RT(KN)	RV(KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
PILE 01	Fut 01	232.3	142.1	944.9	1857.6	608.2
	Fut 02	199.7	163.9	957.3	1747.5	668.7
	Fut 03	224.5	145.3	901.5	1821.4	609.8
PILE 02	Fut 01	171.8	136.3	965.0	1767.1	793.4
	Fut 02	148.8	147.8	962.9	1661.5	837.9
	Fut 03	167.7	138.8	873.6	1741.0	795.3
PILE 03	Fut 01	139.2	164.2	1008.3	1613.5	1103.1
	Fut 02	122.0	177.9	960.6	1524.7	1167.1
	Fut 03	136.9	166.0	1011.3	1596.7	1108.5
PILE 04	Fut 01	101.5	175.6	1164.6	1342.8	1396.9
	Fut 02	91.2	188.8	996.8	1283.3	1469.8
	Fut 03	100.0	180.2	1074.2	1329.7	1420.4
PILE 05	Fut 01	88.5	182.2	1195.8	1225.9	1489.7
	Fut 02	81.0	196.1	995.0	1182.5	1568.4
	Fut 03	87.5	184.7	1161.6	1217.3	1500.4

PILE 06	Fut 01	115.4	178.6	1122.2	1475.3	1327.4
	Fut 02	103.1	194.4	964.4	1399.9	1409.1
	Fut 03	143.5	148.0	1082.1	1689.2	995.1
PILE 07	Fut 01	129.9	161.1	929.3	1633.5	1054.0
	Fut 02	145.1	148.8	881.9	1713.8	985.6
	Fut 03	209.2	139.3	821.2	1964.1	706.0
PILE 08	Fut 01	183.7	154.8	885.8	1850.2	759.7
	Fut 02	193.8	137.4	1004.9	1853.8	696.7
	Fut 03	113.2	181.7	1090.4	1454.7	1341.4

Tableau E.8 : Récapitulatif des efforts max a la base de chaque pile

	Efforts	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08
E1	RL(KN)	651.01	474.29	388.85	294.11	274.10	385.55	555.43	649.59
	RT(KN)	168.63	153.88	186.67	200.61	209.79	210.52	173.31	506.21
	RV(KN)	501.93	544.42	640.22	759.21	794.49	751.50	588.44	898.42
	MT(KN.m)	687.3	871.4	1224.4	1561.9	1677.8	1525.6	1131.2	1435.5
	ML(KN.m)	5213.4	4918.0	4545.4	3942.8	3813.8	4590.1	5273.9	5131.6
E2	RL(KN)	232.4	171.6	138.4	98.8	88.4	224.3	201.70	177.1
	RT(KN)	532.2	480.8	572.4	609.3	626.3	617.2	513.7	563.2
	RV(KN)	1140.7	1266.0	1589.4	1907.5	1991.2	1826.1	1402.2	1793.6
	MT(KN.m)	2168.1	2721.4	3754.6	4744.3	5008.6	4473.2	3352.3	4206.0
	ML(KN.m)	1784.2	1698.6	1553.3	1293.8	1225.9	1532.2	2032.3	1796.1
E3	RL(KN)	232.3	171.8	139.2	101.5	88.5	143.5	209.2	193.8
	RT(KN)	163.9	147.8	177.9	188.8	196.1	194.4	161.1	181.7
	RV(KN)	957.3	962.9	1011.3	1164.6	1195.8	1122.2	929.3	1090.4
	MT(KN.m)	668.7	837.9	1167.1	1469.8	1568.4	1409.1	1054.0	1341.4
	ML(KN.m)	1857.6	1767.1	1596.7	1329.7	1568.4	1689.2	1713.8	1853.8

Tableau E.9 : Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme.

Appui	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	C02
UL (mm)	52	53	54	55	55	56	56	55	55	54
UT (mm)	36	31	33	44	56	59	52	41	31	32