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

# Mémoire

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

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Routes et Ouvrages**

# Thème

## CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED BECHAR LA CHAUFFANE (PK 0+44 AU PK 0+158)

**Présenté par :**
**GRAIT AIMEN**
**NOUIOUA YACINE**

**Encadré par :**
**Mr. TABANI SAMIR**

**Promotion 2025/2026**

**© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba**

# Dédicace

À mes chers parents,

En témoignage de ma profonde gratitude pour vos sacrifices, votre patience et votre soutien sans faille tout au long de mon parcours. Ce travail est le reflet de votre confiance, de vos encouragements et de vos prières. J'espère qu'il sera à la hauteur des efforts et de l'amour que vous m'avez toujours accordé.

À ma grande famille,

Pour votre affection, votre soutien et vos encouragements. Merci d'avoir toujours été présents à mes côtés. Votre confiance et votre bienveillance ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.

À tous ceux qui ont été, d'une manière ou d'une autre, influencés par le phénomène de la chambre **A16**, ceux avec qui j'ai partagé complicité, fous rires et souvenirs mémorables: Yacine Nouioua, Islam Seddiki, Mahmoud Ais, Yahia Hamlaoui, Zouaoui Abdeldjalil, Walid Benmiloud, Zait Abdesslam, Abbes Bensaada, Ismail Hezam, Khaled Kerbaa, Mohamed Mahdab, Akram Kaabeche, Nizar Benaskeur, Djassim Grine, Hambli Ihab, Yidir Akretche, Sofiane Benkezim, Midou Bahous et Saleh Louzi.

Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire : recevez l'expression de ma profonde reconnaissance.

*Aimen Grait*

# Dédicace

À mes très chers parents,

Ce modeste travail n'est autre que la récompense de vos sacrifices inestimables et de vos prières sincères qui ne m'ont jamais quitté.

Chaque page de ce mémoire porte en elle une parcelle de votre amour, de votre patience et de votre dévouement sans limites. C'est grâce à vous, et à vous seuls, que j'en suis arrivé là aujourd'hui.

Que Dieu vous récompense comme vous le méritez et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

À tous ceux que le destin a réunis au sein de la chambre A16,

Ces années n'auraient pas eu la même saveur sans vous. À ceux avec qui j'ai partagé complicité, fous rires et souvenirs mémorables — Grait Aymen, Mahmoud Ais, Yahia Hamlaoui, Islem Seddiki, Zouaoui Abdeldjalil, Walid Benmiloud, Zait Abdesslam, Abbes Bensaada, Ismail Hezam, Khaled Kerbaa, Mohamed Mahdab, Akram Kaabeche, Nizar Benaskeur, Djassim Grine, Hambli Ihab, Sofiane Benkezim, Midou Bahous et Walid Kheloufi — merci d'avoir rendu cette aventure inoubliable.

Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'accomplissement de ce mémoire,

*Nouioua Yacine*

# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre et mener à bien ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions chaleureusement notre cher encadreur, **Monsieur TABANI Samir**, pour sa patience, sa disponibilité et les grands efforts qu'il a déployés tout au long de cette période.

Nous exprimons également nos sincères remerciements à **Monsieur TOUBAL** et **Madame MECHANI** nos maîtres de stage au sein de **MAPA GROUP** et **ENGOA**, pour nous avoir accueillis et mis à disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de notre stage de fin d'études.

Un grand merci à **Monsieur BABA KHOYA Yusuf**, le professeur respecté qui nous a accompagnés tout au long de préparation, pour son aide précieuse et ses conseils durant cette période.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères à l'ensemble du corps professoral et administratif ainsi qu'aux membres du jury de l'école, pour la richesse et la qualité de leur formation et de leurs évaluations.

Enfin, nous tenons à exprimer toute notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, dans l'élaboration de ce travail.

## ملخص

يندرج هذا البحث في إطار تصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية PK 0+44 والنقطة الكيلومترية PK 0+158 ، ضمن مشروع إنجاز أشغال إعادة بناء وتأهيل المنشآت المتضررة جراء فيضانات 7 و8 سبتمبر 2024، والذي يربط بين وسط مدينة بشار ومنطقة دبدابة.

يتكون المنشأ من جسر علوي يبلغ طوله الإجمالي 114.9 مترًا، ويتألف من أربع فتحات مستقلة، يبلغ طول كل منها 28.65 مترًا، وبعرض قدره 12.6 مترًا. ويرتكز سطح الجسر على خمسة مرتكزات، تتمثل في ثلاث ركائز وسطية ودعامتين طرفيتين. ويتكون السطح من عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق.

تم تنظيم هذا العمل في جزأين رئيسيين. يتناول الجزء الأول موقع المشروع، ويعرض المعطيات التقنية المتوفرة، كما يقترح عدة بدائل تصميمية تم اختيار الأنسب منها. أما الجزء الثاني فيُعنى بالدراسة التفصيلية لمكونات المنشأ، حيث يبدأ بدراسة البنية الفوقية (سطح الجسر) باستخدام برامج حساب متخصصة، ثم يتناول دراسة البنية التحتية، بما في ذلك تصميم الركائز والدعامات، وتحليل الأحمال والحمولات الإضافية، وحساب الإجهاد المسبق، والتحقق من استقرار العناصر الحاملة. وقد أُنجزت هذه الدراسة وفقًا للمعايير واللوائح المعمول بها في الجزائر وأوروبا.



الكلمات المفتاحية: التصميم والدراسة، عوارض VIPP مسبقة الإجهاد، الخرسانة المشدودة بالشد اللاحق، البنية التحتية.



## Résumé

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude d'un viaduc situé entre le **PK 0+44** et le **PK 0+158**, dans le cadre du le projet de Réalisation Des Travaux De Reconstruction et Réhabilitation Des Ouvrages Endommagés Par Les Inondations Du 07 et 08 Septembre 2024, reliant le **centre-ville de BECHAR** et **Debdaba**.

L'ouvrage est un viaduc d'une longueur totale de **114.9 mètres**, composé de **quatre travées indépendantes**, chacune de **28.65 mètres** de portée et d'une largeur de **12.6 mètres**. Le tablier repose sur **cinq appuis**, constitués de **trois piles centrales** et de **deux culées d'extrémité**. Le tablier est constitué de poutres précontraintes par **post-tension**.

Ce travail est structuré en deux grandes parties. La première partie présente le site du projet, expose les données techniques disponibles, et propose plusieurs variantes de conception dont la plus appropriée est retenue. La seconde partie porte sur l'étude détaillée des composants de l'ouvrage. Elle débute par l'étude de la superstructure (tablier) à l'aide de logiciels de calcul adaptés, puis se poursuit par l'analyse de l'infrastructure, incluant le dimensionnement des piles et culées, l'analyse des charges et surcharges, le calcul de la précontrainte, ainsi que la vérification de la stabilité des éléments porteurs. L'ensemble de l'étude est réalisé selon les normes en vigueur en **Algérie** et en **Europe**.



**Mots-clés** : conception et étude, poutres précontraintes VIPP, béton post-tensionné, infrastructure.



## Abstract

This dissertation is part of the design and analysis of a viaduct located between PK 0+44 and PK 0+158, within the framework of the Reconstruction and Rehabilitation of Structures Damaged by the Floods of September 7 and 8, 2024, connecting the city center of Bechar to Debdaba.

The structure is a viaduct with a total length of 114.9 m, consisting of four independent spans, each having a span length of 28.65 m and a width of 12.6 m. The deck is supported by five supports, including three central piers and two end abutments. The deck is composed of post-tensioned prestressed concrete girders.

This work is organized into two main parts. The first part presents the project site, outlines the available technical data, and proposes several design alternatives from which the most appropriate solution is selected. The second part focuses on the detailed study of the structure's components. It begins with the analysis of the superstructure (deck) using specialized structural analysis software and continues with the study of the substructure, including the design of piers and abutments, load and surcharge analysis, prestressing calculations, and stability verification of the supporting elements. The entire study was carried out in accordance with the standards and regulations in force in Algeria and Europe.



Keywords: design and analysis, VIPP prestressed girders, post-tensioned concrete, substructure.

# SOMMAIRE

**INTRODUCTION GENERALE** ..... **2**

**CHAPITRE I : Présentation du projet**

**I.1 INTRODUCTION** ..... **4**

**I.2 PRESENTATION DU PROJET** ..... **4**

I.2.1 Situation de Projet ..... 4
I.2.2 Objectif de Projet ..... 4
I.2.3 Obstacles à Franchir ..... 5

**I.3 DONNEES DE PROJET** ..... **5**

I.3.1 Les Données Fonctionnelles ..... 5
I.3.1.1 Tracé en plan ..... 5
I.3.1.2 Profil en long ..... 5
I.3.1.3 Profil en travers ..... 6
I.3.2 Les Données Naturelles ..... 6
I.3.2.1 Géologie de la région ..... 6
I.3.2.2 Aperçu climatique ..... 7
I.3.2.3 Sismicité de site ..... 7
I.3.2.4 Géotechnique ..... 8
I.3.2.5 Hydrologie ..... 9

**I.4 CONCLUSION** ..... **9**

**CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement**

**II.1 INTRODUCTION** ..... **11**

**II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES** ..... **11**

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP ..... 11
II.2.1.1 Conception longitudinale ..... 11
II.2.1.2 Conception transversale ..... 12
II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure ..... 13
II.2.2 Variante 02 : Pont voussoirs préfabriqués a hauteur constante en béton précontrainte construire par encorbellements successifs ..... 14
II.2.2.1 Conception longitudinale ..... 14
II.2.2.2 Conception transversale ..... 14
II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure ..... 16
II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre ..... 17
II.2.3.1 Conception longitudinale ..... 17
II.2.3.2 Conception transversale ..... 17
II.2.3.3 Conception des poutres principales ..... 19
II.2.3.4 Conception des pièces de pont ..... 19

II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure ..... 20
**II.3 ANALYSE MULTICRITERE ..... 21**
**II.4 CHOIX DES VARIANTES RETENUE……..23**
**II.5 CONCLUSION ..... 23**

**CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul**

**III.1 INTRODUCTION ..... 25**
**III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL ..... 25**
**III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ..... 25**
III.3.1 Béton ..... 25
III.3.2 Armatures ..... 27
III.3.2.1 Armatures passives ..... 27
III.3.2.2 Armatures de précontraintes ..... 27
III.3.3 Contraintes admissibles ..... 27
III.3.3.1 Contraintes admissibles à la compression de Béton ..... 27
III.3.3.2 Contraintes limites de traction des Armatures ..... 28
**III.4 EVALUATION DES ACTIONS ..... 29**
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic ..... 29
III.4.1.1 Actions permanentes ..... 29
III.4.1.2 Action thermique ..... 31
III.4.2 Evaluation des Actions dues au Trafic ..... 32
III.4.2.1 Systèmes de charges à considérer ..... 32
III.4.2.2 Caractéristiques du pont ..... 32
III.4.2.3 Système de charge A ..... 33
III.4.2.4 Système de charge B ..... 34
III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120 ..... 36
III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240 ..... 37
III.4.2.7 Charges sur trottoirs ..... 37
III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique ..... 38
III.4.2.9 Efforts de freinage ..... 38
**III.5 COMBINAISONS DES CHARGES ..... 39**
**III.6 CONCLUSION ..... 39**

**CHAPITRE IV : Calcul de tablier**

**IV.1 INTRODUCTION ..... 41**
**IV.2 CALCUL LONGITUDINAL ..... 41**
IV.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges ..... 41
IV.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges ..... 42

IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) » ..... 42
IV.2.2.2 Système de charges Bc ..... 43
IV.2.2.3 Système de chargement Bt ..... 44
IV.2.2.4 Système de charges Mc120 ..... 46
IV.2.2.5 Système de charges D240 ..... 47
IV.2.2.6 Surcharges sur trottoir St ..... 48

**IV.3 CALCUL TRANSVERSAL ..... 49**

IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul ..... 49
IV.3.1.1 Largeur active b ..... 49
IV.3.1.2 Position active des poutres ..... 49
IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre $\rho_P$ ..... 49
IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle ..... 50
IV.3.1.5 Paramètre d'entretoisement $\theta$ ..... 50
IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise ..... 50
IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre ..... 50
IV.3.1.8 Paramètre de torsion $\alpha$ ..... 51
IV.3.2 Calcul des moments fléchissants ..... 51
IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal $K_\alpha$ ..... 51
IV.3.2.2 Calcul $K_{\alpha\ moy}$ ..... 52
IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissants réels ..... 52
IV.3.3 Combinaisons des Charges ..... 52

**IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION) ..... 54**

IV.4.1 Modélisation par Autodesk Robot Structural Analysis 2021 ..... 54

IV.4.2 Modélisation par Midas Civil ..... 57

**IV.5 ETUDE COMPARATIVE ..... 59**

**IV.6 CONCLUSION ..... 59**

**CHAPITRE V : Etude de la précontrainte**

**V.1 INTRODUCTION ..... 61**

**V.2 DONNEES DE CALCUL ..... 61**

**V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE ..... 62**

V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service ..... 62
V.3.2 Détermination du nombre de câbles ..... 62
V.3.3 Nombre de câbles à l'about ..... 63
V.3.4 Pré-vérification de la précontrainte ..... 63

**V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE ..... 64**

V.4.1 Position des Câbles ..... 64
V.4.2 Tracé des Câbles ..... 65

**V.5 CALCUL DES PERTES ..... 66**

V.5.1 Pertes de Tension Instantanées ..... 66

V.5.1.1 Pertes par frottement ..... 66
V.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage ..... 67
V.5.1.3 Perte dues au raccourcissement instantané de du béton ..... 67
V.5.2 Pertes de Tension Différées ..... 68
V.5.2.1 Pertes par retrait ..... 68
V.5.2.2 Pertes par fluage ..... 69
V.5.2.3 Pertes par relaxation ..... 69
V.5.3 Pertes Totales ..... 69

**V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES ..... 70**

V.6.1 Sections de Vérification ..... 70
V.6.2 Limitation des Contraintes ..... 70
V.6.3 Justification de la poutre à l'ELS ..... 71
V.6.3.1 Justification des contraintes normales ..... 71
V.6.3.2 Justification des contraintes tangentielles ..... 72
V.6.3.3 Armateurs passives des zones tendus ..... 73
V.6.4 Justification de la poutre a ELU ..... 73
V.6.4.1 Vérification de la non-rupture des armateurs transversales ..... 73
V.6.4.2 Vérification de non-écrasement des bielles de béton ..... 74
V.6.4.3 Les armatures de peau ..... 75

**V.7 CONCLUSION ..... 76**

**CHAPITRE VI : Etude tablier**

**VI.1 INTRODUCTION ..... 78**

**VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE ..... 78**

VI.2.1 Flèche due au Poids Propre ..... 78
VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte ..... 78
VI.2.3 Flèche due à la Construction ..... 79
VI.2.4 Flèche maximale à l'ELS ..... 79
VI.2.5 Flèche Totale ..... 79

**VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE ..... 79**

VI.3.1 Principe de ferraillage ..... 79
VI.3.2 Evaluation des efforts ..... 80
VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise ..... 81

**VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS ..... 82**

VI.4.1 Géométrie de l'Hourdis ..... 82
VI.4.2 Evaluation des efforts ..... 82
VI.4.3 Ferraillage de la dalle ..... 84

**VI.5 CONCLUSION ..... 84**

**CHAPITRE VII : Etude des équipements de pont**

**VII.1 INTRODUCTION ..... 86**

**VII.2 APPAREIL D'APPUI** ..... **86**
VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui ..... 86
VII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B ..... 86
VII.2.2.1 Evaluation des efforts appliquent sur les appareils d'appuis ..... 87
VII.2.2.2 Aire l'appareil d'appui ..... 87
**VII.3 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON SETRA** ..... **90**
VII.3.1 Stabilité au Flambement ..... 90
VII.3.2 Respect de la limite de déformation ..... 90
VII.3.3 Stabilité en rotation ..... 91
VII.3.4 Traction des frettes ..... 92
VII.3.5 Condition de Non-Glissement ..... 92
**VII.4 DES D'APPUI** ..... **93**
VII.4.1 Dimensionnement des Dés d'Appui ..... 93
VII.4.2 Ferraillage de Dé d'Dppui ..... 93
**VII.5 PLOT PARASISMIQUE** ..... **94**
**VII.6 JOINT DE CHAUSSEE** ..... **94**
VII.6.1 Calcul de souffle ..... 95
VII.6.2 Type de joint ..... 95
**VII.7 CONCLUSION** ..... **95**

**CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure**

**VIII.1 INTRODUCTION** ..... **97**
**VIII.2 ETUDE DE LA PILE** ..... **97**
VIII.2.1 Conception de la Pile ..... 97
VIII.2.2 Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement ..... 98
VIII.2.3 Evaluation des charges ..... 98
VIII.2.4 Ferraillage de la pile ..... 100
VIII.2.5 Ferraillage du chevêtre ..... 101
VIII.2.6 Stabilité de la semelle ..... 104
VIII.2.7 Ferraillage de la semelle ..... 106
**VIII.3 ETUDE DE LA CULEE** ..... **108**
VIII.3.1 Conception de la culée ..... 108
VIII.3.2 Vérification de la Stabilité de la Culée ..... 109
VIII.3.3 Ferraillage des éléments ..... 113
VIII.3.3.1 Ferraillage de mur frontal ..... 113
VIII.3.3.2 Ferraillage de mur garde grève ..... 114
VIII.3.3.3 Ferraillage de mur en retour ..... 116
VIII.3.3.4 Ferraillage de la dalle de transition ..... 117
VIII.3.3.5 Ferraillage de la semelle ..... 118
**VIII.4** Conclusion ..... 119

**CONCLUSION GENERALE** ..... **121**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

# LISTE DES FIGURES

**CHAPITRE I : Présentation de projet**

Figure I.1 : Localisation de l'ouvrage sur une image satellitaire ..... 4
Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée ..... 5
Figure I.3 : Profil au long de la voie portée ..... 5
Figure I.4 : Profil en travers de la voie portée ..... 6
Figure I.5 : Carte de zonage sismique en Algérie ..... 7

**CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement**

Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint ..... 11
Figure II.2 : Notation des dimensions ..... 12
Figure II.3 : Notations des dimensions ..... ..15
Figure II.4 : Notations des dimensions de la poutre ..... ..19

**CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul**

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P ..... 28
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre ..... 29
Figure III.3 : Largeur chargeable ..... 32
Figure III.4 : Système de chargement BC ..... 34
Figure III.5 : Système de charges Bt ..... 35
Figure III.7 : Convoi Mc120 ..... 36
Figure III.8 : Convoi exceptionnel D240 ..... 37

**CHAPITRE IV : Calcul de tablier**

Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre ..... 41
Figure IV.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie ..... 42
Figure IV.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant ..... 43
Figure IV.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré ..... 43
Figure IV.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant ..... 44
Figure IV.6 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré ..... 45
Figure IV.7 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant ..... 45
Figure IV.8: Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max ..... 46
Figure IV.9 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max ..... 47
Figure IV.10 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max ..... 47
Figure IV.11 : Surcharges sur trottoirs ..... 48
Figure IV.12 : Position active des poutres ..... 49
Figure IV.13 : Section équivalente ..... 51
Figure IV.14 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis ..... 54
Figure IV.15 : Moment fléchissant dû au poids propre. ..... 55
Figure IV.16 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240) ..... 55
Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELS (G + D240) ..... 55
Figure IV.18 : Effort tranchant á l'ELU. ..... 56
Figure IV.19 : Effort tranchant á l'ELS. ..... 56
Figure IV.20 : Modèle de calcul pour Midas Civil ..... 57
Figure IV.21 : Moment fléchissant dû au poids propre. ..... 57
Figure IV.22 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240). ..... 57

Figure IV.23 : Moment maximal à l'ELS (G + D240)……58
Figure IV.24 : Effort tranchant á l'ELU.……58
Figure IV.25 : Effort tranchant á l'ELS……...58

**CHAPITRE V : Etude de la précontrainte**

Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte ..... 64
Figure V.2 : Trajectoire des câbles..... 66
Figure V.3 : Sections de vérification..... 70
Figure V.4 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée ..... 73
Figure V.5 : Ferraillage de la poutre..... 75

**CHAPITRE VI : Etude tablier**

Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre..... 78
Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte..... 78
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS ..... 79
Figure VI.4 : Moment max de l'entretoise à l'ELU..... 80
Figure VI.5 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU ..... 80
Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS..... 81
Figure VI.7 : Ferraillage de l'entretoise..... 81
Figure VI.8 : Moment max de la dalle selon YY' à l'ELS..... 83
Figure VI.9 : Moment max de la dalle selon YY' à l'ELU ..... 83
Figure VI.10 : Ferraillage de la dalle ..... 84

**CHAPITRE VII : Etude des équipements de pont**

Figure VII.1 : Dimensionnement d'appareil d'appui ..... 88
Figure VII.2 : Ferraillage de dé d'appui..... 94
Figure VII.2 : Type de joint de chaussée. ..... 95

**CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure**

Figure VIII.1 : Dimensions de piles..... 97
Figure VIII.2 : Ferraillage de la pile..... 100
Figure VIII.3 : Modélisation de la pile..... 100
Figure VIII.4 : Moment à l'ELS..... 101
Figure VIII.5 : Moment à l'ELU ..... 101
Figure VIII.6 : Effort tranchant à l'ELU..... 101
Figure VIII.7 : Ferraillage de chevêtre ..... 103
Figure VIII.8 : Sollicitation de la semelle..... 106
Figure VIII.9 : ferraillage de la semelle……107
Figure VIII.10 : Dimensions de la culée..... 109
Figure VIII.11 : Moment selon XX' ..... 116
Figure VIII.12 : Moment selon YY' ..... 116
Figure VIII.13 : Schéma de la semelle..... 118
Figure VIII.14 : Contrainte de la semelle..... 118
Figure VIII.15 : Ferraillage de la culée ..... 119

# LISTE DES TABLEAUX

**CHAPITRE I : Présentation de projet**

Tableau I.1 : Résultats d'analyse chimique sommaire du sol……9

**CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement**

Tableau II.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 01. ..... 12
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01. ..... 13
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01. ..... 13
Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs ..... 14
Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir ..... 15
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02. ..... 16
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02. ..... 16
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA ..... 19
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO ..... 19
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03 ..... 20
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03 ..... 20
Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes ..... 21
Tableau II.13 : Tableau comparatif des variantes ..... 22

**CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul**

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton ..... 26
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton ..... 28
Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives ..... 28
Tableau III.4 : Poids propre d'une poutre ..... 29
Tableau III.5 : Poids total de tablier ..... 31
Tableau III.6 : Coefficient $a_1$ ..... 33
Tableau III.7 : les valeurs de A(l) ..... 33
Tableau III.8 : Les valeurs de bc ..... 35
Tableau III.9 : Les valeurs de Bc ..... 35
Tableau III.10 : Les valeurs de bt ..... 36
Tableau III.11 : Valeurs de Bt ..... 36
Tableau III.12 : Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique ..... 38
Tableau III.13 : Valeurs de l'effort de freinage de système A ..... 39

**CHAPITRE IV : Calcul de tablier**

Tableau IV.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G. ..... 41
Tableau IV.2 : Les éléments de réduction sous A(L) ..... 42
Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc ..... 43
Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc ..... 44
Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Bt ..... 45
Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Bt ..... 45
Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Mc120 ..... 46
Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Mc120 ..... 46
Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge D240 ..... 47
Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge D240 ..... 47

Tableau IV.11 : Les efforts internes sous charge St..... 48
Tableau IV.12 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges..... 48
Tableau IV.13 : Positions actives des poutres..... 49
Tableau IV.14 : Tableau des Combinaisons..... 53
Tableau IV.15 : Tableaux de Comparaison..... 59

**CHAPITRE V : Etude de la précontrainte**

Tableau V.1 : Données de l'ouvrage..... 61
Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre..... 61
Tableau V.3 : Caractéristiques de béton..... 61
Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 7T15s..... 61
Tableau V.5 : Résultats logiciel..... 61
Tableau V.6 : Calcul de P min..... 62
Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles..... 62
Tableau V.8 : Détermination de nombre de câbles à l'about..... 63
Tableau V.9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes..... 63
Tableau V.10 : Résultats de vérification des contraintes..... 64
Tableau V.11 : Position des câbles..... 65
Tableau V.12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage..... 65
Tableau V.13 : Résultats de calcul de α, F, R, $\beta$..... 66
Tableau V.14 : Valeurs des pertes dues au frottement..... 67
Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage..... 67
Tableau V.16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton..... 68
Tableau V.17 : Valeurs des pertes par retrait de béton..... 68
Tableau V.18 : Valeurs des pertes par fluage de béton..... 69
Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation..... 69
Tableau V.20 : Valeurs des pertes totales..... 69
Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des sections de vérification..... 70
Tableau V.22 : Limitation des contraintes..... 70
Tableau V.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification..... 71
Tableau V.24 : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02..... 71
Tableau V.25 : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04..... 72
Tableau V.26 : Effort de précontrainte..... 72
Tableau V.27 : Contrainte tangentielle..... 72
Tableau V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus..... 73
Tableau V.29 : Détermination de l'angle $\beta u$..... 74

**CHAPITRE VI : Etude tablier**

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise..... 81
Tableau VI.2 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS..... 83
Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle..... 84

**CHAPITRE VII : Etude des équipements de pont**

Tableau VII.1 : Sollicitations et déplacements de calcul sur les appareils d'appui..... 87
Tableau VII.2 : Dimensions de l'appareil d'appui..... 89
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des vérifications (ELU) des appareils d'appui..... 92

**CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure**

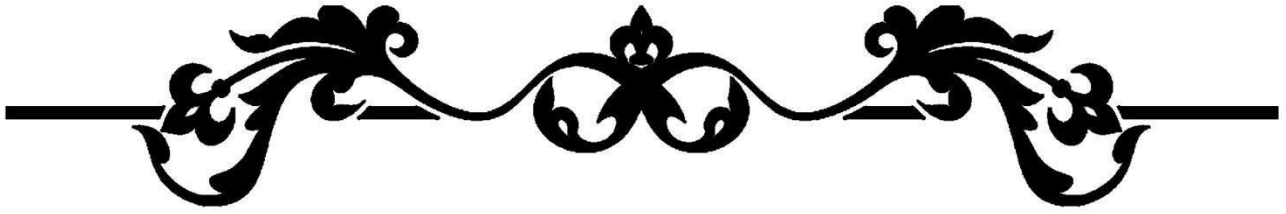
Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles ..... 97
Tableau VIII.2 : Vérification vis-à-vis le flambement ..... 98
Tableau VIII.3 : Vérification vis-à-vis le flambement ..... 99
Tableau VIII.4 : Résultats des appuis á l'ELS et á l'ELU ..... 99
Tableau VIII.5 : Résultats de ferraillage de la pile ..... 100
Tableau VIII.6 : Ferraillage du chevêtre ..... 102
Tableau VIII.7 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle de la pile ..... 104
Tableau VIII.8 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables ..... 104
Tableau VIII.9 : Vérification de renversement ..... 104
Tableau VIII.10 : Vérification de glissement ..... 105
Tableau VIII.11 : Vérification de poinçonnement ..... 105
Tableau VIII.12: Calcul de moment d'encastrement ..... 106
Tableau VIII.13 : Récapitulation des donnes ..... 106
Tableau VIII.14 : Ferraillage de la semelle ..... 107
Tableau VIII.15 : Caractéristiques géométriques de la culée ..... 108
Tableau VIII.16 : Charges dus aux poids propres de culée ..... 110
Tableau VIII.17 : Evaluations des surcharges ..... 110
Tableau VIII.18 : Combinaisons des charges pour la culée ..... 110
Tableau VIII.19 : Vérification de renversement ..... 111
Tableau VIII.20 : Vérification de glissement ..... 111
Tableau VIII.21 : Vérification de poinçonnement ..... 112
Tableau VIII.22 : Sollicitations sur le mur frontal ..... 113
Tableau VIII.23 : Sollicitations les plus défavorables ..... 113
Tableau VIII.24: Valeurs de Mp/K ..... 115
Tableau VIII.25 : Efforts agissants sur la dalle de transition. ..... 117
Tableau VIII.26 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition. ..... 117
Tableau VIII.27 : Calcule de moment d'encastrement. ..... 118
Tableau VIII.28 : Récapitulation des données. ..... 118
Tableau VIII.29 : Ferraillage de la semelle ..... 119

# LISTE DES ABREVIATIONS

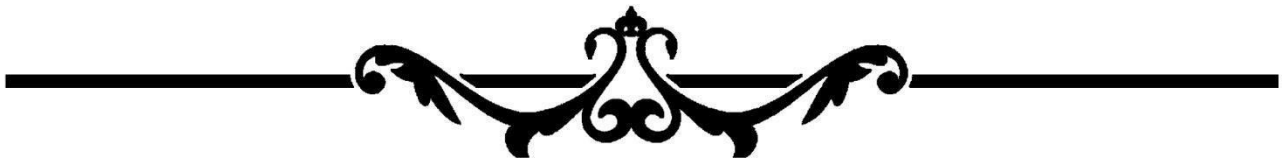
**PK** : Point Kilométrique.
**RN** : Route Nationale.
**BAU :** Bande d'arrêt d'urgence.
**VIPP :** Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
**BAEL** : Béton armé aux États limites.
**BPEL** : Béton précontraint aux États limites.
**DTR** : Document technique Réglementaire**.**
**HA** : Haute adhérence.
**ELU :** États limites ultime.
**ELS** : États limites en service.
**ELA** : États limites accidentelles**.**
**HA** : Haute Adhérence.
**7T15s :** septe (7) torons de 15.7 mm de diamètre.
**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.
$\sigma_{bc}$ : Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\sigma_{bt}$ : Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\sigma_{Inf}$ : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\sigma_s$ : Contrainte limite de l'acier.
$\sigma_{Sup}$ : 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.
$\Delta T$ : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$ : Gradient



# INTRODUCTION GENERALE



# INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue l'étape culminante du cursus d'ingénieur d'État en travaux publics. Il représente une opportunité unique de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et des compétences techniques acquises au cours de cinq années de formation, en les confrontant aux exigences concrètes du monde professionnel.

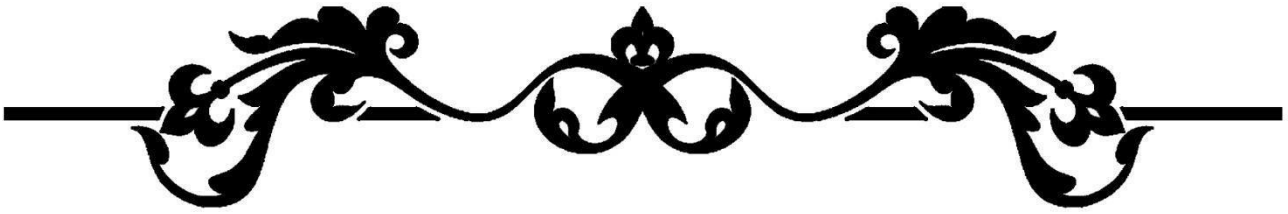
Les ponts et ouvrages d'art occupent une place centrale dans le domaine du génie civil. Ces structures, conçues pour franchir des obstacles naturels tels que les cours d'eau et les vallées, ou artificiels tels que les routes et les voies ferrées, jouent un rôle fondamental dans le développement des infrastructures et l'aménagement du territoire. Leur conception exige une maîtrise rigoureuse des méthodes de calcul, des normes en vigueur et des contraintes économiques, afin de garantir à la fois la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, dont l'objet est la conception et l'étude d'un viaduc sur Oued Béchar, localisé entre le PK 0+44 et le PK 0+158. Ce projet s'intègre dans le cadre du programme de reconstruction et de réhabilitation des ouvrages endommagés par les inondations survenues les 7 et 8 septembre 2024, ayant affecté plusieurs oueds traversant le tissu urbain de la wilaya de Béchar.

Face à l'ampleur des dégâts enregistrés et à l'urgence de rétablir les liaisons routières, ce travail se propose d'apporter une réponse technique adaptée, en s'appuyant sur les référentiels normatifs en vigueur, les données géotechniques disponibles et les principes fondamentaux de la conception des ouvrages d'art.

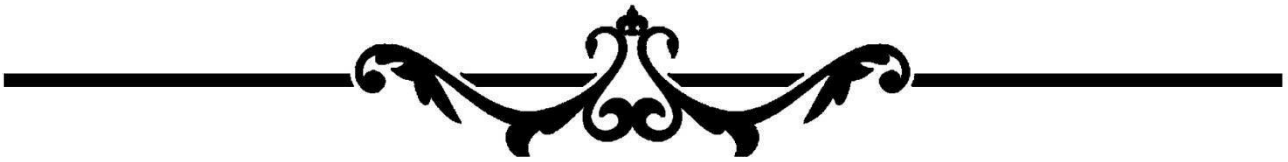
Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- **Première partie** : Présentation de l’ouvrage étudié et de sa conception.
- **Deuxième partie** : Évaluation des différentes charges et surcharges appliquées à l’ouvrage.
- **Troisième partie** : Analyse détaillée de la superstructure.
- **Quatrième partie** : Analyse de l’infrastructure.
- **Conclusion générale** : Synthèse des principaux enseignements tirés de cette étude.



# Chapitre I

## PRESENTATION DU PROJET



## I.1 INTRODUCTION

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent débuter qu'après l'acquisition de données essentielles, à la fois naturelles (relatives à l'environnement) et fonctionnelles (concernant le tracé routier). Ce chapitre est donc consacré à la présentation des principales données de notre ouvrage.

## I.2 PRESENTATION DU PROJET

### I.2.1 Situation de Projet

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la Conception et l'étude d'un viaduc dans le projet de Réalisation Des Travaux De Reconstruction et Réhabilitation Des Ouvrages Endommagés Par Les Inondations Du 07 et 08 Septembre 2024 situés à l'intérieur du tissu urbain à travers les oueds de la Wilaya de BECHAR a s'étendant du PK 0+44 au PK 0+158.

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




Pour la localisation de l'ouvrage on a utilisé le logiciel Google Earth Pro.

### I.2.2 Objectif de Projet

Le présent ouvrage a pour vocation première de permettre le franchissement de l'obstacle identifié. Au-delà de cet objectif immédiat, il s'inscrit dans une logique plus globale de développement territorial, en répondant aux enjeux stratégiques de la liaison routière concernée, à savoir :

- Relier le centre-ville de Béchar à Debdaba, assurant ainsi une continuité du réseau routier.
- Garantir un aménagement du territoire équilibré et rationnel.
- Réduire l'isolement des localités et petits villages enclavés de la région.
- Contribuer à l'émergence d'un espace socio-économique attractif, favorable à l'investissement et au développement local.
- Améliorer les conditions de déplacement des usagers en termes de gain de temps, de sécurité et de confort.

### I.2.3 Obstacles à Franchir

L'ouvrage traverse un oued à écoulement temporaire, dont le débit varie selon les précipitations. Sa conception doit tenir compte des fluctuations du niveau d'eau et des risques d'érosion pour assurer sa durabilité.

## I.3 DONNEES DE PROJET

### I.3.1 Les Données Fonctionnelles

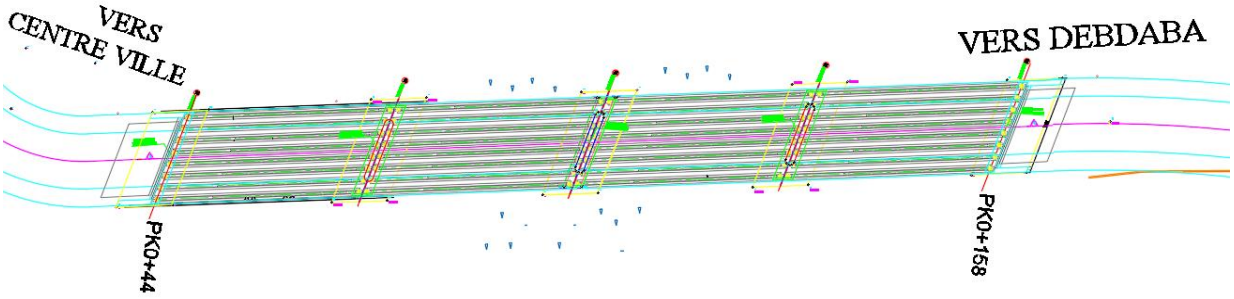
#### I.3.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan d'un ouvrage correspond à sa représentation graphique en vue de dessus. Il s'agit d'une vue en deux dimensions permettant de visualiser la disposition spatiale des différents éléments qui le composent.

Notre ouvrage, en plan, est biais de longueur totale de 114.9m et de 12.60m de largeur.

- Début de l'ouvrage au PK 0+44.
- Fin de l'ouvrage au PK 0+158.

**Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.**

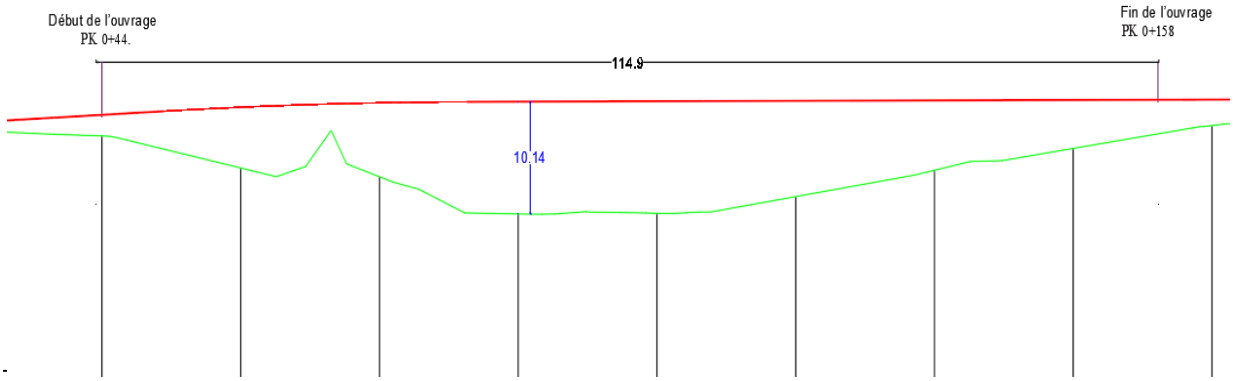



#### I.3.1.2 Profil en long

Le profil en long d'un pont représente l'élévation du sol le long de son axe. Il est crucial pour concevoir les hauteurs des piles et du tablier afin d'assurer un passage sécurisé.

- Le dénivelé maximal entre la ligne de projet et le terrain naturel : 10.14m
- Ligne droite de pente P = 0.25 %.

**Figure I.3 : Profil au long de la voie portée.**

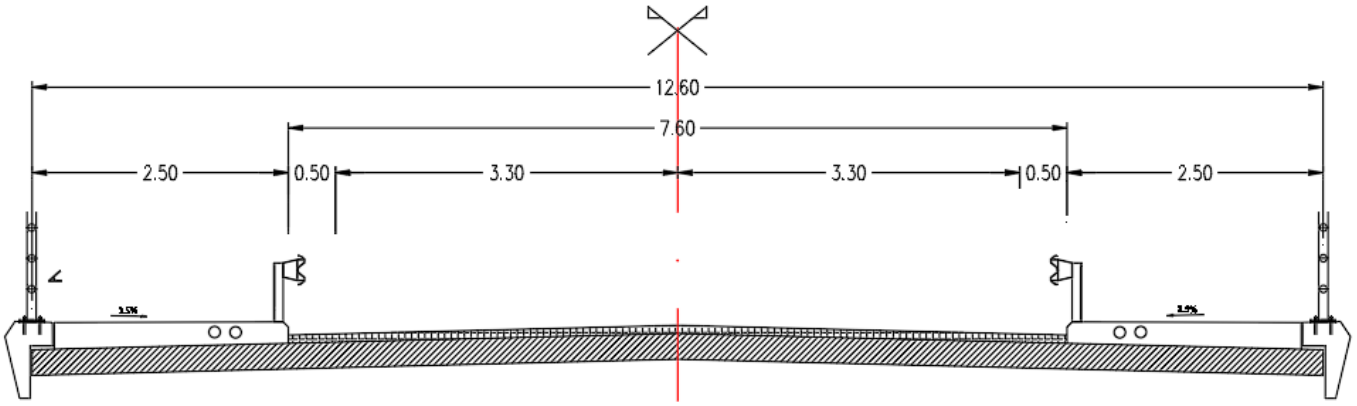


### I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur du tablier 12.6 m.
- Largeur de la chaussée 7.6 m.
- Deux voies de circulation de 3.3 m de largeur chacun.
- Une surlargeur de 0.5 m.
- Largeur de trottoir : 2.5 m.
- Un dévers de 2.5%.

**Figure I.4 : Profil en travers de la voie portée.**




## I.3.2 Les Données Naturelles

### I.3.2.1 Géologie de la région

La région de BECHAR-KENADSA est déterminée morphologiquement comme un bassin carbonifère.

Cette même région fait partie du revers Sud de l'Atlas saharien où commence le Sahara occidental.

La stratification est toutefois traduite par l'importante sédimentation des terrains stériles présentés par l'alternance des grès stratifiées, des marnes et des argiles variées et argilités, aussi bien que par les variations latérales des faciès qui affectent les terrains stériles.

La couche superficielle d'âge récent composée essentiellement de sable graveleux et cailloutis peu argileux, varie largement en épaisseur d'une zone à l'autre.

Les faciès sont incomplets et les ravinements nombreux ou certains niveaux conglomératiques et micro conglomératiques s'installent indiquant une sédimentation perturbée à l'origine.

Des niveaux de calcaire lacustre blanchâtre et dur, tantôt en dalle unie légèrement fissurée et siliceuse, tantôt en fragments irréguliers liés par une matrice carbonatée peu connu dans le bassin carbonifère de BECHAR, affleure en surface vers le Sud en y formant les dômes tabulaires du plateau de BENI/ABBES.

À l'origine, les lagunes étaient de peu d'étendue bordées par des chenaux à fond sableux définissent un dépôt de faciès deltaïque marqué par d'épaisses masses de grès lité.

La tectonique est toutefois caractérisée par un jeu de failles de faibles amplitudes datées cénomanien.

– Failles de tassement sans émission fissurale.

– Failles relativement plus importante ayant une direction parallèle à celle connue par la faille de KSIKSOU

### I.3.2.2 Aperçu climatologique

Bechar, ville d'Algérie, se caractérise par un climat continental désertique. Il fait partie de la zone de transition entre Beni Ounif au Nord (Dubief, 1963).

Le climat se caractérise de faibles pluies et de températures élevées.

Les précipitations enregistrent des variations temporelles. Les premières averses se rattachent au mois de Septembre provoquant par fois des crues torrentielles (Dubief J., 1963).

Les saisons pluviales correspondent à l'automne et l'hiver. En été, les pluies sont quasi-nulles, on assiste néanmoins, parfois à des pluies accidentelles (Dubief J., 1963).

Les températures indiquent des acmés aux mois de Juillet et Août, les mois froids sont Décembre et Janvier. En général, les températures varient de 0°C à 42°C (Dubief J., 1963).

### I.3.2.3 Sismicité de site

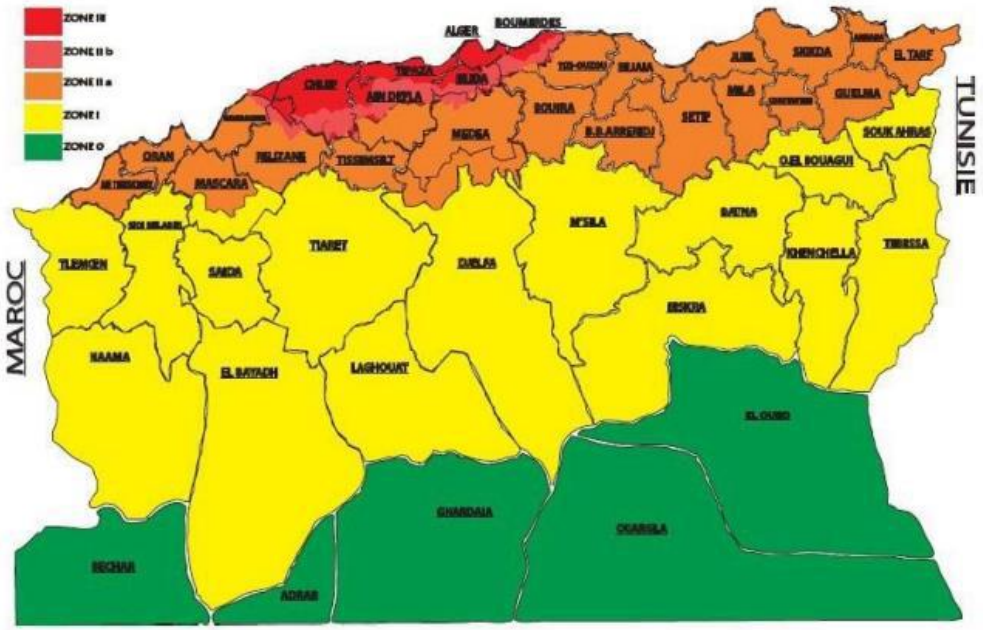
Selon RPOA, l'ouvrage est classé comme pont stratégique (Groupe d'importance 2).

Notre ouvrage se trouve dans la wilaya de Bechar, cette dernière ne se situe sur aucune faille géologique ou sismique d'où l'absence de l'activité sismique. Alors, la sismicité est jugée négligeable (Zone '0').

Selon la formation géologique relevée des sondages, le site est classé comme ferme (S2).

Les dispositions du règlement (RPA 99 version 2003) ne s'appliquent pas en zone de séismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

**Figure I-5 : carte de zonage sismique en Algérie**



### I.3.2.4 Géotechnique

Les données géotechniques sont essentielles pour déterminer le type de fondation des appuis et choisir la solution de franchissement. Elles résultent d'une reconnaissance du terrain naturel, du niveau de la nappe et des niveaux de fondation possibles.

Dans ce cadre, un programme géotechnique a été établi par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest, comprenant divers essais réalisés in situ afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques et physiques du sol. Ces essais permettent notamment d'identifier la portance du sol, sa compressibilité, ainsi que son comportement face aux charges appliquées par la structure.

**Essais réalisés in situ :**

- **Essai pressiométrique :**

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, et le déplacement de la paroi de la sonde. Il permet de déterminer une caractéristique de déformabilité (Em) et une caractéristique de rupture (Pl).

Deux types de pressiomètre sont utilisés :

- Le pressiomètre type E qui permet d'appliquer au niveau de la sonde, des surpressions pouvant atteindre 30 bars, valeur suffisante pour l'étude de tous les ouvrages courants de génie civil.
- Le pressiomètre type G permet d'atteindre des pressions de l'ordre de 100 bars.

L'essai pressiométrique est le seul essai en place permettant de donner une loi de comportement en contraintes – déformations. Les paramètres déduits à cet effet sont les suivants :

- Le module pressiométrique Em, qui définit le comportement pseudo élastique du sol ;
- La pression limite Pl, qui caractérise la résistance de rupture du sol ;
- La pression de fluage Pf qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

**Essais au laboratoire :**

Les essais en laboratoires réalisés permettant de déterminer la classe du sol et de mesurer les paramètres mécaniques sur des échantillons jugés représentatifs, il s'agit de :

- **Essais physico-chimiques**

L'analyse chimique a pour but de détecter l'agressivité du sol vis à vis au béton armé.

Les résultats de l'analyse chimique sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau I. Résultats d'analyse chimique sommaire du sol**

| Désignation | % insoluble | % carbonates | % sulfate | % chlorure |
|---|---|---|---|---|
| SP1 | 70,92 | 28,9 | Nul | 0,18 |
| SP2 | 51,05 | 48,6 | 2378 | 0,11 |
| SP4 | 60,16 | 39,7 | Nul | 0,14 |
| SP5 | 88,19 | 11,7 | Nul | 0,11 |

Les résultats d'analyse chimique attestent dans l'ensemble une formation de nature siliceuse moyennement carbonaté à carbonaté dans l'ensemble.

Commentaire :

Aucune trace de gypse dans la formation du sol d'où et selon les normes NA 778: 2010 (béton : Définition et classification des environnements chimiquement agressifs) et NA 16002 : 2016 (béton : Spécification, performances, production et conformité), le milieu de fondation a une agressivité modérée.

- Des eaux usées et vannes circules dans les endroits de futures fondation ce qui rend le mieux dans le temps agressif.

- **Essais mécaniques**

L'état des échantillons récupérés n'a pas permis la réalisation des essais de compressibilité à l'œdomètre ni les essais de cisaillement.

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

### I.3.2.5 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 moyen.

## I.4 CONCLUSION

Á 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 géologie, 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 repose sur une démarche technico-économique rigoureuse, alliant la prise en compte des contraintes naturelles et fonctionnelles à une attention particulière portée à l'aspect architectural, afin d'assurer une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son environnement. L'ingénieur concepteur est ainsi appelé à proposer une solution à la fois techniquement performante, esthétiquement cohérente et économiquement optimisée.

Pour atteindre cet objectif, une organisation méthodique et structurée de la démarche s'impose, permettant de traiter progressivement l'ensemble des aspects du projet et d'aboutir à une réponse adaptée et optimale aux exigences fixées.

Dans ce cadre, plusieurs variantes peuvent être envisagées, et le choix du type de pont repose sur une analyse approfondie de divers critères, parmi lesquels :

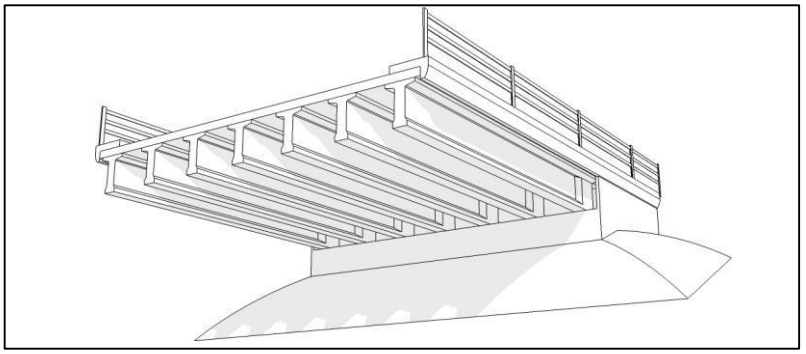
- Le domaine de la portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil au long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

## II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Les ouvrages de type VIPP — Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension — sont des structures précontraintes dont la conception est relativement accessible. Cependant, leur mise en œuvre requiert le respect scrupuleux d'exigences techniques et esthétiques strictes, conditions indispensables pour garantir leur performance structurale, leur durabilité dans le temps et leur intégration harmonieuse au sein de leur environnement.

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



#### II.2.1.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose une variante composée de 4 travées de 28.65 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 114.6 m.

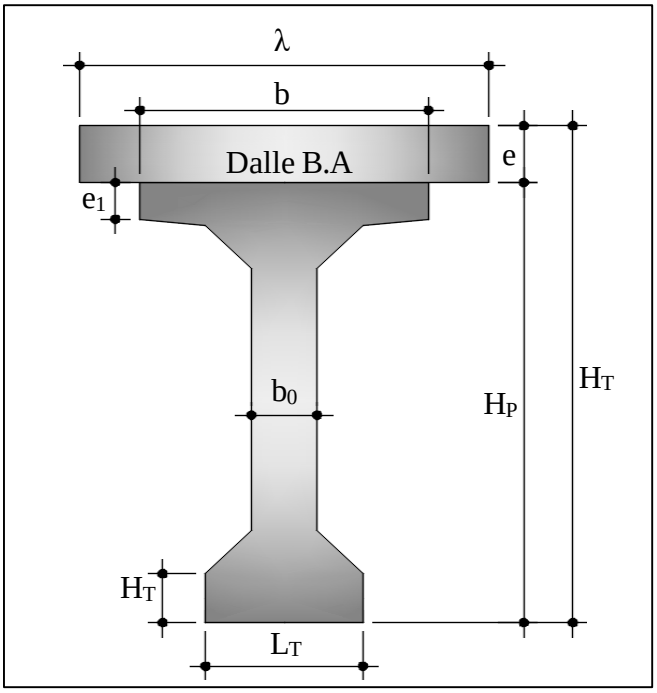
### II.2.1.2 Conception transversale

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

**Tableau II.1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 01.**

| Elément | Ration usuel | Valeur |
|---|---|---|
| **Longueur totale de la poutre** | 25 - 40 | 28.65 m |
| **Hauteur de la poutre** | $\frac{L}{20} < H_p < \frac{L}{17}$ | 1.5 m |
| **L'épaisseur de la dalle** | $20 \leq e \leq 30$ | 0.25 m |
| **La hauteur totale du tablier** | $H_t = H_p + e$ | 1.75 m |
| **Entraxe des poutres** | $1.40m < \lambda < 2.00$ m | 1.6 m |
| **La largeur de la table de compression** | $b \geq 0.6 \times H_p$ | 1.03 m |
| **Entraxe des poutres de rives La** | La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres | 0.7 m |
| **Nombre des poutres** | $N = (Lt / \lambda) + 1$ | 8 poutres |
| **Épaisseur de la table de compression** | $10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$ | 0.11 m |
| **La largeur du talon** | $L_{tl} = (Lt * L^2) / (N * H_p^2 * K)$ | 0.47 m |
| **Épaisseur du talon** | $10 \text{ cm} \leq E_{tl} \leq 20 \text{ cm}$ | 0.15 m |
| **Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi- travée** | / | 0.21 m |
| **Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about** | / | 0.47 m |
| **Entretoise d'about** | / | 1.1*0.4 m2 |

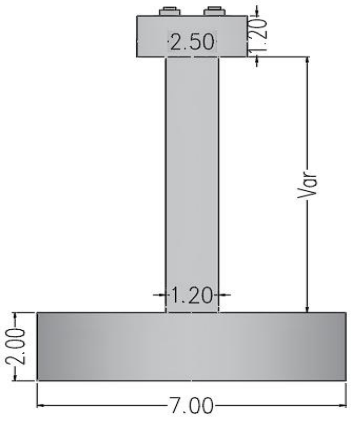
**Figure II.2 : Notation des dimensions.**



### II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

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

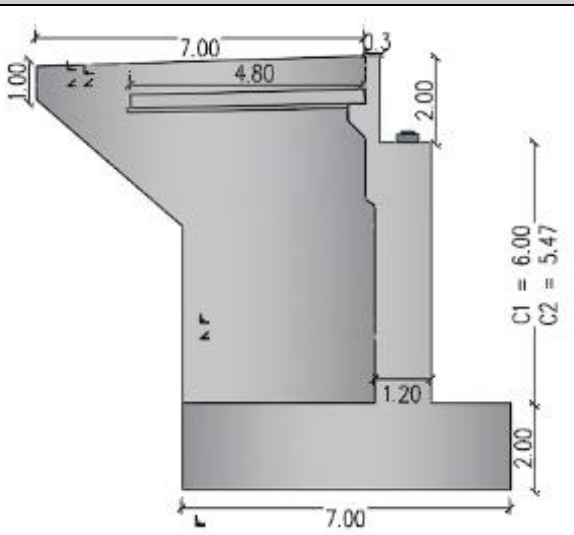
**Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01.**

| Eléments | Dimensions (m) | | Figure |
|---|---|---|---|
| Chevêtre | Largeur | 2.5 |  |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Hauteur | 1.2 | |
| Corps de la pile | Largeur | 1.2 | |
| | Longeur | 9 | |
| | Hauteur | 6.4 m à 7.5 m | |
| Semelles | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |



❖ **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 | 6 -5.47 |  |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Épaisseur | 1.2 | |
| Mur en retour | Épaisseur | 0.6 | |
| Dalle de transition | Longueur | 4.8 | |
| Mur garde grève | Hauteur | 2 | |
| | Épaisseur | 0.3 | |
| Semelle | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |

### II.2.2 Variante 02 : Pont voussoir préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Le pont à voussoirs de hauteur constante en béton précontraint, réalisé par la méthode des encorbellements successifs, est une solution structurale dans laquelle des voussoirs — préfabriqués en béton armé ou précontraint — sont mis en place de façon progressive et symétrique de part et d'autre des appuis. La construction s'appuie sur des éléments de soutènement provisoires, à partir desquels les voussoirs sont assemblés successivement en encorbellement, jusqu'à la fermeture de chaque travée. Cette technique permet de construire l'ouvrage sans recours à un échafaudage au sol, ce qui en fait une méthode particulièrement adaptée aux franchissements de grande portée ou aux sites d'accès difficile.

#### II.2.2.1 Conception longitudinale

- **Implantation des appuis**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé d'une (01) travées principales de 50 m et de deux (2) travées de rive de 32.3 m (64.6% de la travée principale). On obtient un tablier de 114.6 m de longueur.

- **Découpage des voussoirs**

D'une façon générale, on distingue (4) quarts types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Culée (VSC), Voussoirs de clavages et enfin Voussoir Courant (VC).

**Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.**

| Type de voussoirs | Ratio usuel | Valeur retenue | Partie à hauteur | Nombre de voussoirs |
|---|---|---|---|---|
| **Voussoirs courants** | 2.5 à 4 m | 2.5 m | Constant | 8*2*2 = 32 |
| **Voussoirs sur piles** | Au moins 8 m | 8 m | Constant | 2 |
| **Voussoirs de clavage** | 1.5 à 3 m | 2 m | Constant | 3 |
| **Voussoirs sur culée** | $\geq 0.05L$ | 6 m | Constant | 2 |

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de **39 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) :

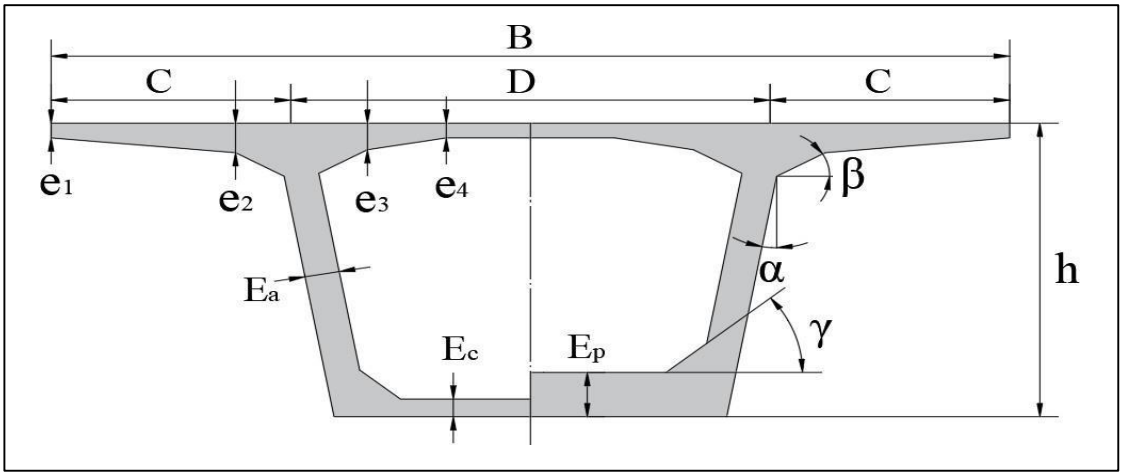



**Figure II.3 : Notations des dimensions.**

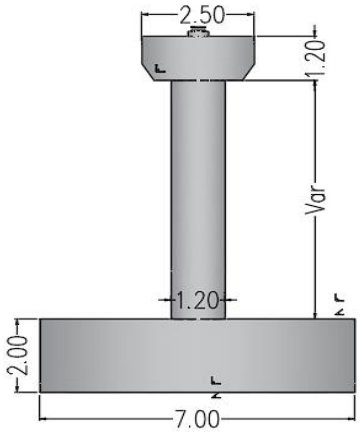
**Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.**

| Elément | | Ration usuel | Valeur retenue (m) |
|---|---|---|---|
| **Hauteur du voussoir** | | $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$ | 2.5 |
| **Largeur du voussoir** | | B | 12.6 |
| **Largeur d'encorbellement** | | C = B / 4 | 3.15 |
| **Entraxe des âmes** | | D = B – 2 C | 6.3 |
| **Epaisseurs de l'hourdis supérieur** | **$e_1$** | $e_1 \geq 20$ ou 25 cm | 0.25 |
| | **$e_2$** | $C/8 \leq e_2 \leq C/7$ | 0.35 |
| | **$e_3$** | $e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2$-10 et $e_3 > 1.5e_4$) | 0.45 |
| | **$e_4$** | $D/30 \leq e4 \leq D/25$ | 0.25 |
| **Inclinaison de l'âme** | | $10\% \leq \alpha \leq 30\%$ | 10° |
| **Gousset supérieur** | | $30° \leq \beta \leq 45°$ | 45° |
| **Gousset inférieur** | | (Jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$ | 45° |
| **Longueur de travée** | | L = 50m | |
| **Epaisseur de l'âme** | | Ea ≥ 26 + L/500<br>Eamin = L/275 + 1.25B/L -0.125 | 0.37 |
| **Epaisseur de l'hourdis inf** | | 35 ≤ Ep ≤ 80 cm | 0.4 |

### II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

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

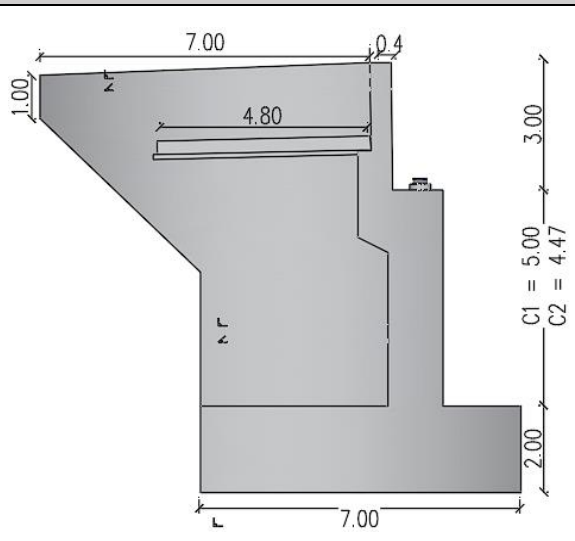
**Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02.**

| Eléments | Dimensions (m) | | Figure |
|---|---|---|---|
| Chevêtre | Largeur | 2.5 |  |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Hauteur | 1.2 | |
| Corps de la pile | Largeur | 1.2 | |
| | Longueur | 9 | |
| | Hauteur | 5.66 m à 6.5 m | |
| Semelles | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |



❖ **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 | 5 |  |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Épaisseur | 1.2 | |
| Mur en retour | Épaisseur | 0.6 | |
| Dalle de transition | Longueur | 4.8 | |
| Mur garde grève | Hauteur | 3 | |
| | Épaisseur | 0.4 | |
| Semelle | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |

### II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres, et plus particulièrement les ponts bipoutres, sont le fruit des progrès réalisés dans le domaine des propriétés mécaniques de l'acier, rendant possible la conception de structures à la fois légères et capables de couvrir de grandes portées. Leur configuration structurale repose généralement sur deux poutres métalliques continues, dimensionnées pour reprendre les efforts de flexion longitudinale, et reliées entre elles par des entretoises. Ces dernières remplissent un triple rôle : maintenir l'écartement entre les poutres, assurer la résistance aux efforts de torsion, et soutenir une dalle en béton armé solidarisée aux semelles supérieures des poutres au moyen de connecteurs mécaniques.

Ce système constructif tire pleinement parti de la complémentarité entre l'acier et le béton, conjuguant légèreté, robustesse, stabilité structurale et qualité esthétique.

Sur le plan des dimensions, les portées courantes varient de 30 à 130 mètres pour les travées continues, et de 25 à 90 mètres pour les travées indépendantes. La largeur totale de l'ouvrage peut quant à elle s'étendre de 7 à 20 mètres, en fonction des exigences propres à chaque projet et de l'usage auquel la structure est destinée.

#### 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 114.6 m. Donc on le décompose on 03 travées identiques de 38.2 m de longueur.

#### II.2.3.2 Conception transversale (Selon SETRA)

Lorsque le tablier présente une largeur modérée, comme c'est le cas avec une largeur de 12.6 m, il est possible de reposer la dalle directement sur les deux poutres principales, sans nécessiter de poutres secondaires. Celles-ci sont reliées entre elles par des éléments de connexion structurelle appelés entretoises, assurant la stabilité et la cohésion de l'ensemble.
Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier
$0.5\ L < a < 0.55\ L$ ⟶ $a = 6.5$ m
$0.4a < b < 0.5a$ donc on prend : $b = 3$ 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 26 cm. On choisit **e = 25 cm**.

- **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont constituées de profilés reconstitués en acier, de type I, soudés en usine. L'acier utilisé est de nuance S355 N, une qualité qui se distingue par sa bonne ténacité, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs tout en limitant le risque de rupture fragile.

❖ **Dimensions de la poutre :**

 **Âme :**

La hauteur de la poutre est déterminée par la formule suivante :

L/28 ≤ h ≤ *L*/22 1.36 m ≤ h ≤ 1.74 m

On adopte alors une hauteur : hw = 1.5 m

L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm :

On prend une épaisseur de l'âme : tw = 20 mm.

 **Semelles :**

Binf = 0,25 +(*L* /40) + (*X* /125) = 900 mm

Bsup = Binf – 100 = 800 mm,

Avec : X : longueur de la plus grande travée de l'ouvrage. Pour les épaisseurs des semelles on a la condition :

- *bi*, ≤ 30, donc :

On adopte pour la semelle supérieure : bs = 900 mm ; ts = 50 mm. Et pour la semelle inférieure : bi = 800 mm ; ti = 50 mm.

❖ **Entretoises cadre :**

La hauteur des pièces de pont est de l'ordre de **1/11ème** de l'entraxe des poutres principales**.**

On prend :

H = 600 mm

Les pièces de pont sont constituées de tôles dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mm pour les âmes : Soit : ep = 12 mm.

Membrures : Les pièces de pont sont constituées de tôles dont l'épaisseur et la largeur pour les semelles est de l'ordre 20 à 25 mm, et de 220 mm à 300 mm respectivement :

Largeur = 220 mm

Epaisseur = 20 mm.

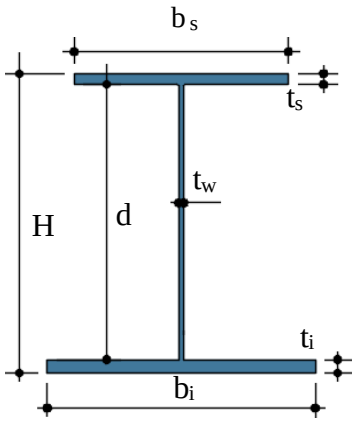
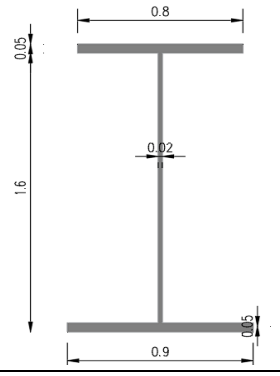



**Figure II.4 : Notations des dimensions de la poutre.**

### II.2.3.3 Conception des poutres principales

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

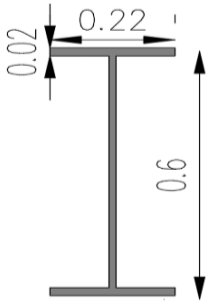
| Elément | Valeur retenue (mm) | Figure |
|---|---|---|
| Epaisseur de la dalle en Béton armé | 250 |  |
| Hauteur de la poutre | 1500 | |
| Epaisseur de l'âme (tw) | 200 | |
| Largeur de la Semelle sup (bs) | 800 | |
| Largeur de la Semelle inf (bi) | 900 | |
| Epaisseur de la Semelle sup (ts) | 50 | |
| Epaisseur de la Semelle inf (ti) | 50 | |



### 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.

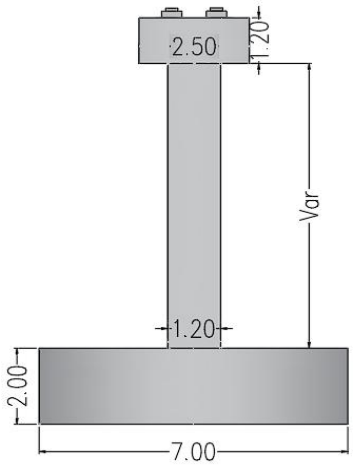
**Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.**

| Elément | Valeur (mm) | Figure |
|---|---|---|
| Epaisseur de l'âme | 12 |  |
| Hauteur de principale | 600 | |
| Largeur de la semelle inf | 220 | |
| Largeur de la semelle sup | 220 | |
| Epaisseur de la semelle inf | 20 | |
| Epaisseur de la semelle sup | 20 | |

### II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

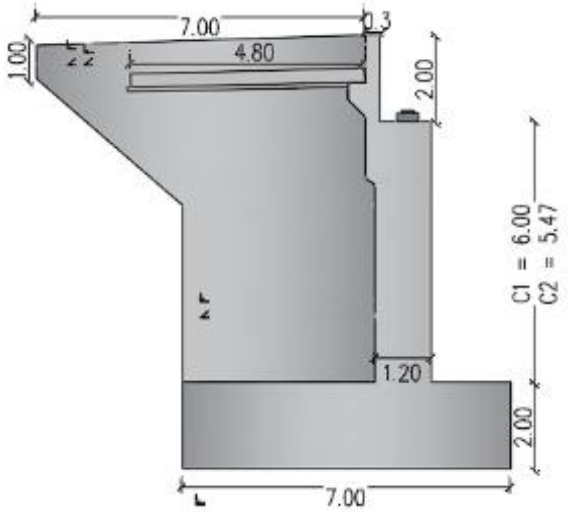
❖ **Pré-dimensionnement des piles :**

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

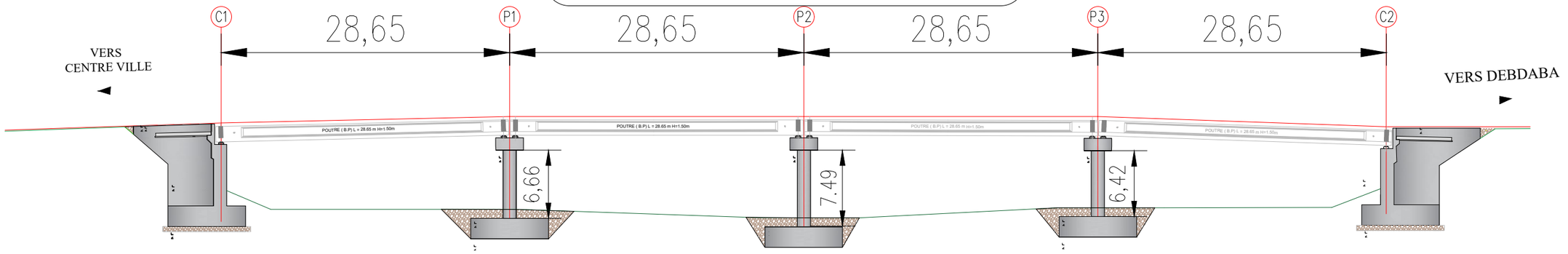
| Eléments | Dimensions (m) | | Figure |
|---|---|---|---|
| Chevêtre | Largeur | 2.5 |   |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Hauteur | 1.2 | |
| Corps de la pile | Largeur | 1.2 | |
| | Longeur | 9 | |
| | Nombre | 1 | |
| | Hauteur | 6.67 à 7.5 m | |
| Semelles | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |

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

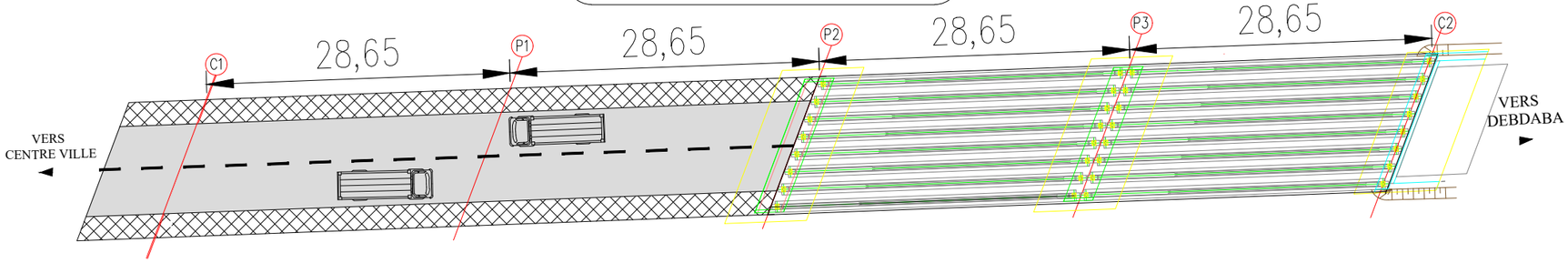
**Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03.**

| Eléments | Dimensions (m) | | Figure |
|---|---|---|---|
| Mur Frontal | Hauteur | 6 |   |
| | Longueur | 12.6 | |
| | Épaisseur | 1.2 | |
| Mur en retour | Épaisseur | 0.6 | |
| Dalle de transition | Longueur | 4.8 | |
| Mur garde grève | Hauteur | 2 | |
| | Épaisseur | 0.3 | |
| Semelle | Largeur | 7 | |
| | Longueur | 14 | |
| | Hauteur | 2 | |

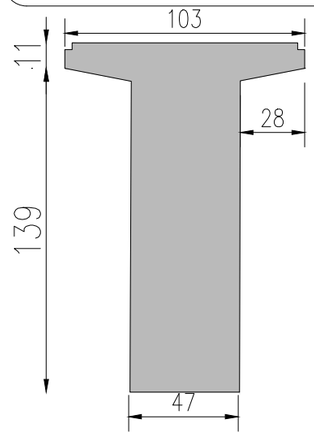
## COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400



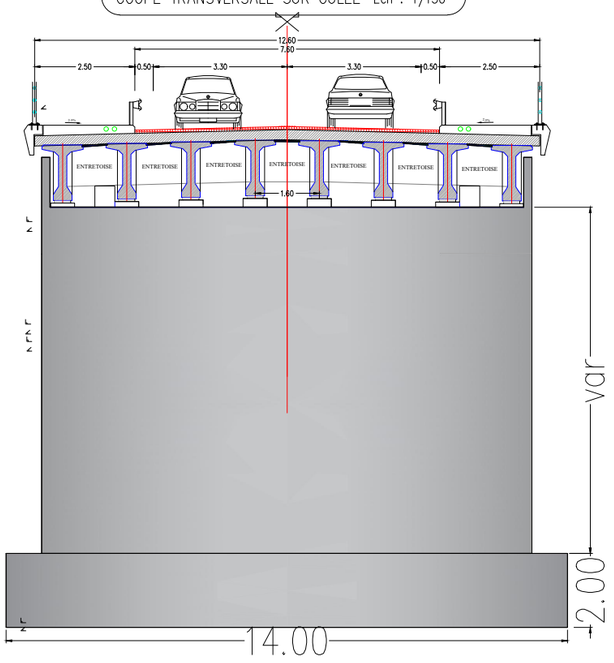

## VUE EN PLAN Ech : 1/500



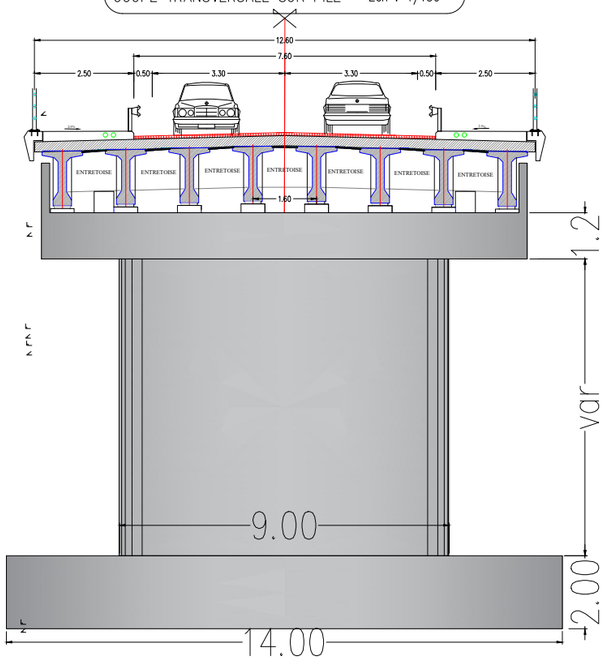

## SECTION D'ABOUT Ech : 1/25



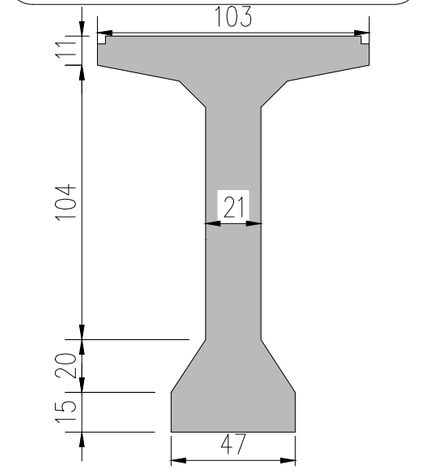

## COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/150



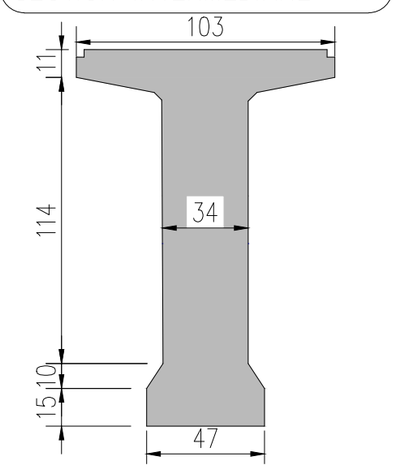

## COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/150




## SECTION MEDIANE Ech : 1/25

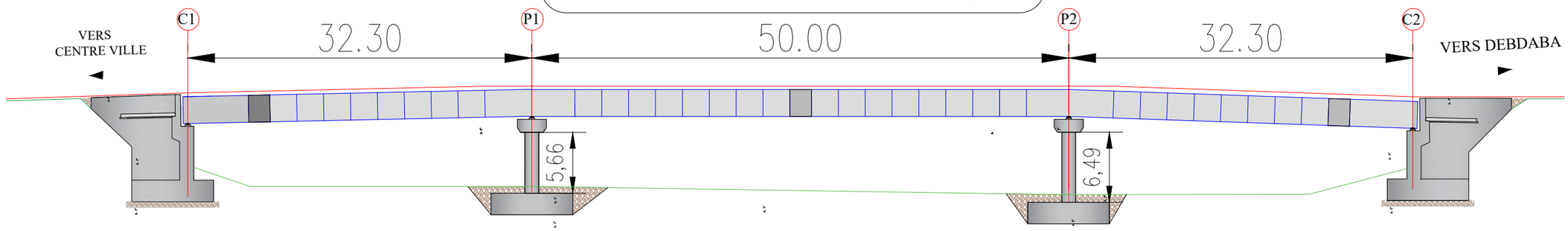



## SECTION INTERMEDIANE Ech:1/25

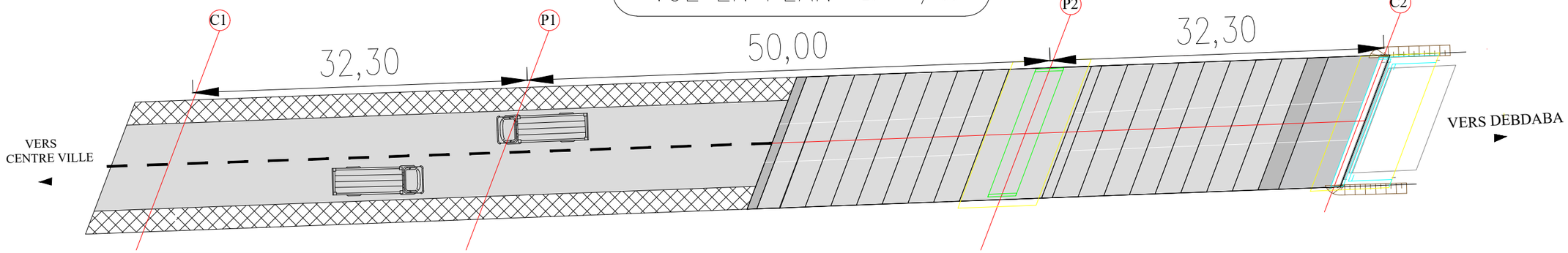



| | | | |
|---|---|---|---|
| THÈME :CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED BECHAR LA CHAUFFANE (PK 0+44 AU PK 0+158) | CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT | Variante N° 01 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PAR POST-TENSION (VIPP) | GRAIT AIMEN<br>NOUIOUA YACINE |

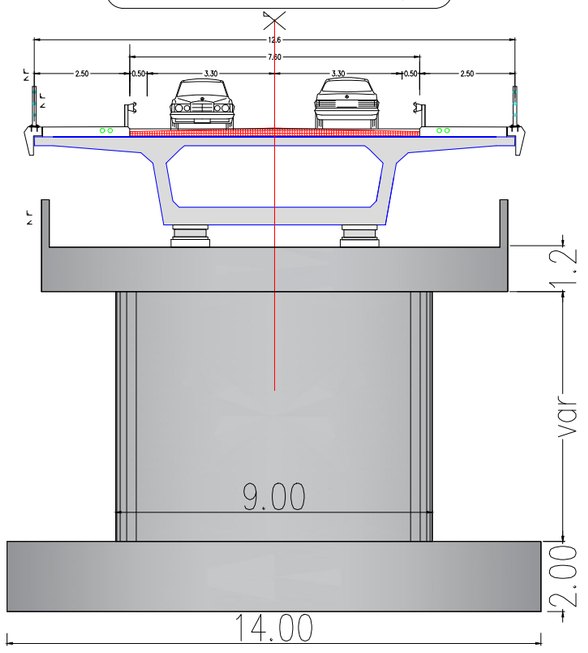
## COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400



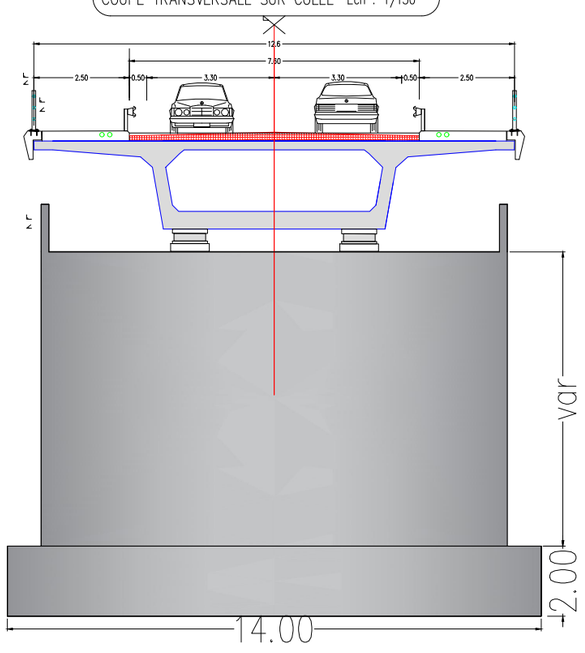

## VUE EN PLAN Ech : 1/400



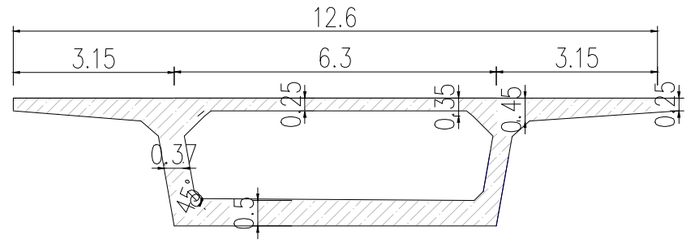

## COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/150




## COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/150

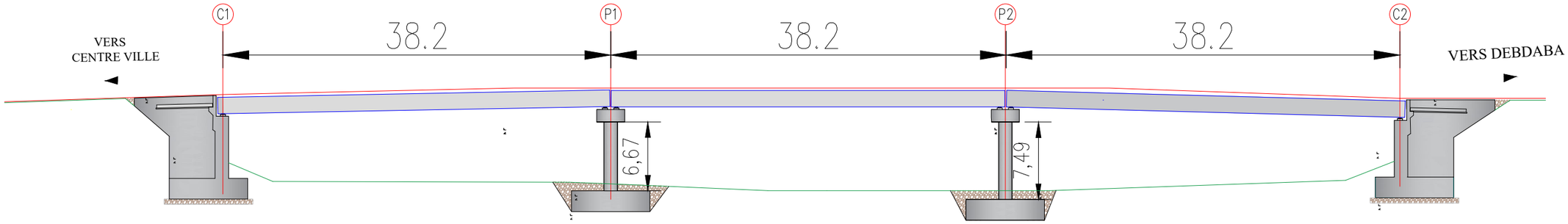



## COUPE TRANSVERSALE SUR VSC Ech : 1/100

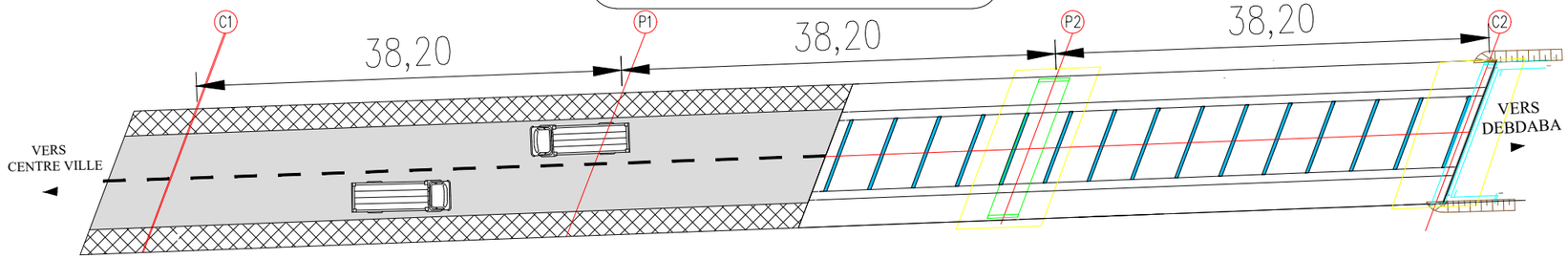



| | | | |
|---|---|---|---|
| THÈME :CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED BECHAR LA CHAUFFANE (PK 0+44 AU PK 0+158) | CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT | Variante N° 02 : PONT VOUSSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSUFS | GRAIT AIMEN<br>NOUIOUA YACINE |

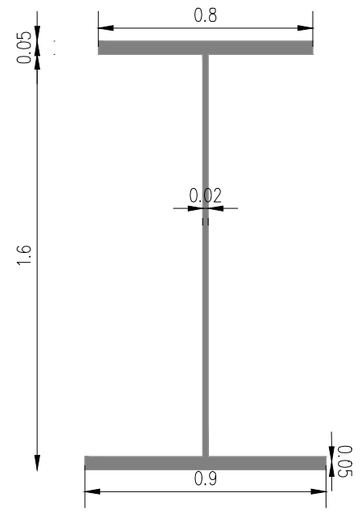
## COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/400



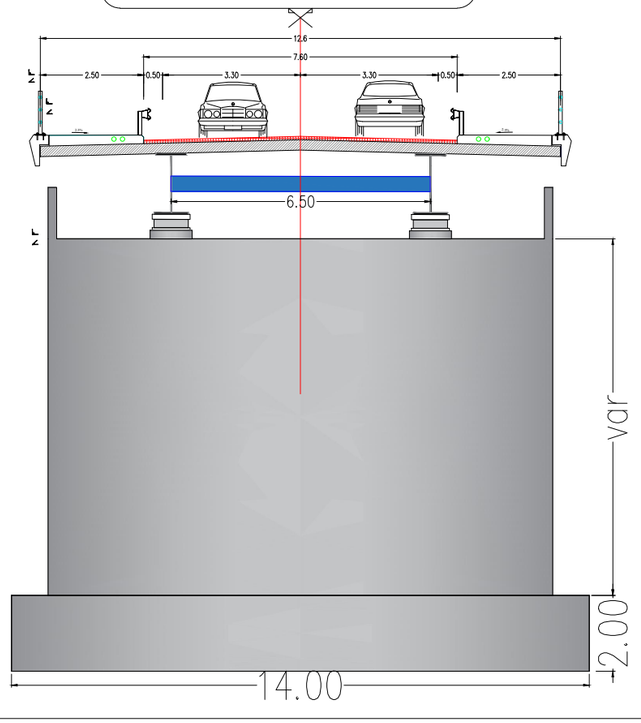

## VUE EN PLAN Ech : 1/500



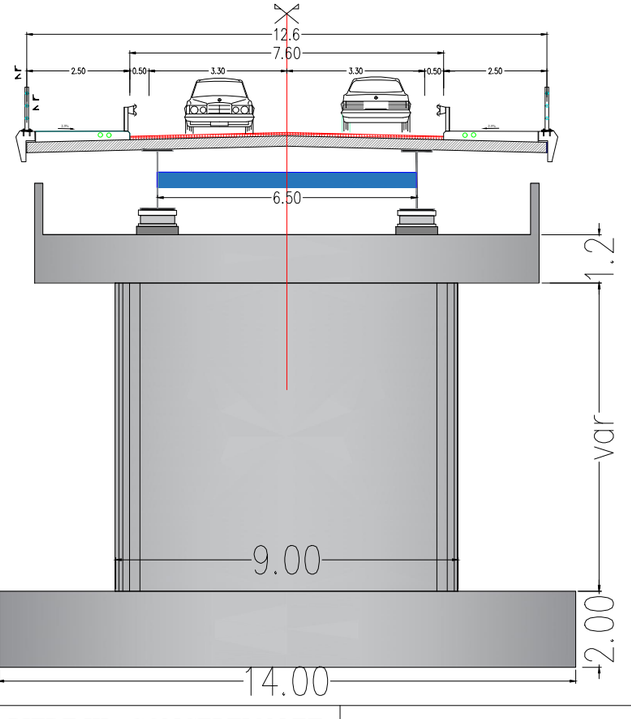

## DETAIL POUTRE Ech : 1/20



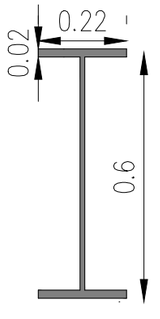

## COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/150




## COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/150




## DETAIL ENTRETOISES Ech : 1/15




| | | | |
|---|---|---|---|
| THÈME :CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART SUR OUED BECHAR LA CHAUFFANE (PK 0+44 AU PK 0+158) | CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT | Variante N° 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE | GRAIT AIMEN<br>NOUIOUA YACINE |

## II.3 ANALYSE MULTICRITERE

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-** Une meilleure qualité des parements et des tolérances dimensionnelles grâce à la maîtrise de la préfabrication en usine.<br>**2-** Une réduction des délais d'exécution, la préfabrication des poutres s'effectuant en parallèle avec les travaux de fondation.<br>**3-** Une bonne réutilisation des coffrages, offrant une rationalisation des moyens et une meilleure rentabilité.<br>**4-** Une conception de coffrage optimisée, permettant une meilleure mise en œuvre des matériaux. | **1-** La multiplication des appuis, qui nuit à l'esthétique de l'ouvrage et alourdit son coût total.<br>**2-** Le recours aux fondations profondes, imposé par le poids propre important de la structure.<br>**3-** Le grand nombre d'appareils d'appui et de joints de chaussée, complexifiant la maintenance.<br>**4-** Un coffrage complexe et dont la disponibilité sur le marché reste limitée.. |
| **Variante 02 :** Pont voussoirs en béton précontraint | **1-** La possibilité d'atteindre de grandes portées, réduisant ainsi le nombre de piles nécessaires.<br>**2-** Une accélération de la construction grâce à la multiplication des bases de départ.<br>**3-** Un ouvrage élancé offrant une qualité esthétique incontestable.<br>**4-** La capacité de franchir des vallées très profondes.<br>**5-** Une réduction et une meilleure utilisation des coffrages. | **1-** Un poids propre élevé, constituant une contrainte structurale importante.<br>**2-** Une exécution nécessitant une main-d'œuvre hautement qualifiée, notamment pour la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte.<br>**3-** Un procédé de construction lent, en raison du nombre élevé de voussoirs à mettre en place.<br>**4-** La difficulté de coulage sur place, impliquant des contraintes techniques supplémentaires. |
| **Variante 03 :** Pont Mixte Bipoutre | **1-** La capacité de franchir de grandes portées.<br>**2-** Une qualité architecturale remarquable, caractérisée par la netteté et l'élégance de l'ouvrage.<br>**3-** La rapidité d'exécution des travaux. | **1-** La fatigue des assemblages et les risques de corrosion des aciers.<br>**2-** La nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle strict, particulièrement lors des opérations de soudage.<br>**3-** Un coût de réalisation très élevé.<br>**4-** Un entretien périodique obligatoire.<br>**5-** Des dépenses importantes liées au transport et au levage des éléments.<br>**6-** Une sensibilité au gradient thermique. |

Afin d'évaluer chaque variante, il est essentiel de définir des critères précis sur lesquels elles seront comparées. Après avoir identifié les avantages et les inconvénients de chaque option, nous avons retenu les critères suivants : l'exécution, l'entretien, l'esthétique et l'économie.

### II.3.1. L'exécution (/6)

- Pont mixte bipoutre : Rapide à construire grâce à la préfabrication, mais exige des équipements lourds et une expertise technique pour la liaison acier-béton.
- Pont voussoir à hauteur constante : Méthode efficace pour les portées moyennes à grandes, mais nécessite une logistique complexe et des délais plus longs.
- Pont VIPP : Solution simple et rapide pour les portées moyennes, idéale pour les projets répétitifs, mais limitée pour les très grandes portées.

### II.3.2. L'entretien (/5)

- Pont mixte bipoutre : Nécessite une maintenance périodique pour lutter contre la corrosion de l'acier.
- Pont en béton précontraint par encorbellements : Entretien minimal, principalement axé sur les équipements.
- Pont à poutres en béton précontraint : Entretien limité aux équipements et à la gestion des vibrations.

### II.3.3. L'esthétique (/4)

- Le pont mixte bipoutre offre une apparence moderne avec sa structure acier-béton, mais peut paraître moins élégant dans certains contextes.
- Le pont à poutres en béton précontraint est simple et fonctionnel, idéal pour les environnements urbains ou ruraux, bien que moins visuellement impressionnant.
- Le pont en béton précontraint par encorbellements présente une esthétique sobre et harmonieuse, adaptée aux grands ouvrages, mais moins spectaculaire que les ponts à haubans ou à arcs.

### II.3.4. L'économie (/5)

Le pont à poutres est le moins coûteux par rapport aux autres variantes.

**Tableau II.13 : Tableau comparatif des variantes**

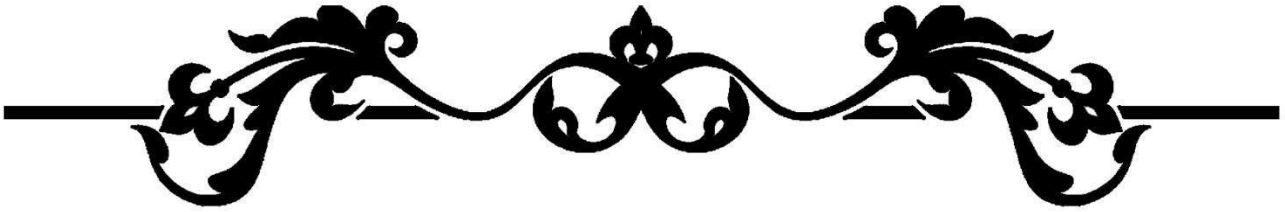
| Critère | | Variant 01 | Variant 02 | Variant 03 |
|---|---|---|---|---|
| Exécution | | 5/6 | 4/6 | 3/6 |
| Esthétique | | 3/4 | 4/4 | 4/4 |
| Entretien | | 5/5 | 5/5 | 3/5 |
| Cout | Prix unitaire | 250 000 DA | 400 000 DA | 500 000 DA |
| | Prix totale | 360 990 000 DA | 577 584 000 DA | 721 980 000 DA |
| | Note | 4/5 | 3/5 | 2/5 |
| Note totale | | 17/20 | 16/20 | 12/20 |

## II.4. CHOIX DES VARIANTES RETENUE

D'après les résultats obtenus à partir des critères définis, le pont à poutres en béton précontrainte se distingue comme la variante gagnante. Son bon équilibre entre coût, fiabilité, et simplicité d'exécution en fait une solution optimale pour des projets où la maîtrise des dépenses et des délais est primordiale.

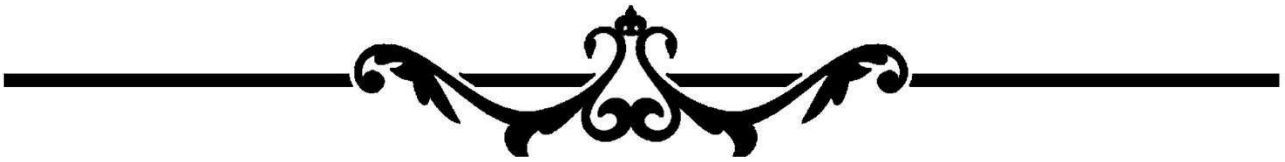
## II.5. CONCLUSION

Ce chapitre a mis en évidence que le choix du type de pont et de sa conception générale dépend principalement des contraintes naturelles du site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques. Il est également guidé par les caractéristiques géométriques et mécaniques propres à chaque solution. Après cette analyse, le pont à poutres préfabriquées en post-tension a été retenu et fera désormais l'objet de notre étude détaillée.



# Chapitre III

## CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



## III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de définir les propriétés des matériaux de construction utilisés ainsi que les hypothèses de calcul, en accord avec les normes en vigueur. Il vise également à analyser les charges et surcharges que l'ouvrage devra supporter tant durant sa construction que lors de son exploitation.

## III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

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

## III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La conception constitue un facteur déterminant dans le choix des matériaux de construction de l'ouvrage, qu'il s'agisse de béton, d'acier passif ou d'acier actif.

### III.3.1 Béton

Le béton est un matériau de construction largement employé, composé de ciment, de granulats et d'eau, auxquels peuvent s'ajouter des adjuvants afin d'optimiser certaines propriétés. Toutefois, sa résistance à la traction demeure relativement faible comparée à sa résistance à la compression, qui varie généralement entre 20 MPa et 40 MPa, contre 2 à 4 MPa pour la traction. Cette faiblesse le rend plus vulnérable aux fissurations ou aux ruptures sous l'effet de charges horizontales. Pour pallier cette limitation, le béton est souvent renforcé par des matériaux tels que l'acier, afin d'améliorer sa résistance à la traction.

- 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 | 30 |
| **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 | 2.4 |
| **$E_{ij}$ (MPa)** | 35 981.73 | 34179.56 |
| **$E_{vj}$ (MPa)** | 12 102.95 | 11496.76 |

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

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

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

### 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 7T15s.

- Résistance ultime (contrainte de rupture garantie) : $f_{prg}$ = 1 860 MPa.
- Limite élastique conventionnelle à 0.1% : $f_{peg}$ = 1 674 MPa.
- Module d'élasticité : $E_p$ = 190 000 MPa.
- Diamètre d'un toron T15s : 15.7 mm.
- Section droite d'un toron T15 : Ap 1toron = 150 mm².
- Section d'un câble : $A_p$ = 150 x 7 = 1 050 mm².
- Diamètre de la gaine : Φ = 60 mm.
- Coefficient de frottement angulaire : f = 0.18 $rad^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : φ = 0.002 $m^{-1}$.
- 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 : $f_{bu} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$
- 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) | $\gamma_b$ = 1.5 | 19.83 | 17 | $\gamma_b$ = 1.5, Situation durable $\gamma_b$ = 1.5, S-transitoire $\gamma_b$ = 1.15, S-accidentelle |
| | | $\gamma_b$ = 1.15 | 25.87 | 22.17 | |
| ELS | $f_{bc}$ (MPa) | | 21 | 18 | |

### 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 |
|---|---|---|---|---|
| | $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s}$ | S-Durable /transitoire : $\gamma_s$ = 1.15 | 434.78 | 434.78 |
| | | S-Accidentelle : $\gamma_s$ = 1 | 500 | 500 |
| **Préjudiciable** | $\sigma_S = \max\{0.5\, f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\}$ ; $n = 1.6$ | | 250 | 250 |
| **Très Préjudiciable** | $\sigma_s = max\{0,4\, f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\}$ ; $n = 1.6$ | | 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.

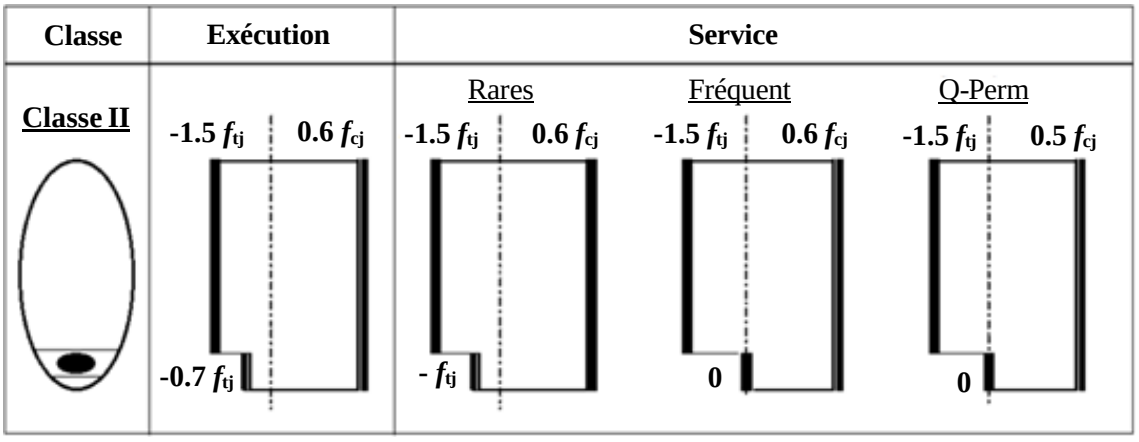



**Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.**

## 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

Pour évaluer les charges permanentes du tablier et de ses équipements, on applique la méthode d'évaluation par volume. Celle-ci consiste à déterminer le volume de chaque élément constituant le tablier et ses équipements, puis à le multiplier par la densité du matériau correspondant. Cette approche permet d'estimer la masse totale des éléments et, par conséquent, de calculer les charges permanentes du tablier et de ses équipements.

La charge totale de l'ouvrage se divise en deux catégories principales en fonction de leur contribution à la structure porteuse :

- La charge permanente (CP), qui correspond au poids propre de l'ouvrage.
- Le complément de charge permanente (CPP), qui inclut les charges supplémentaires permanentes.

- **Les éléments porteurs (Cp)**

- **Poids des poutres**




**Figure III.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** | 0.78 | 2 × 2.5 | 3.9 | 97.5 |
| **Section intermédiaire** | 0,645 | 2 × 0.2 | 0.258 | 6.45 |
| **Section médiane** | 0.51 | 2 × 11,625 | 11,86 | 296.44 |
| **Total** | / | 28.65 | 16.02 | **400.39** |

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$\text{Poids}_{\text{poutres}} = 400.39 \times 8 = 3203.12 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$G_{\text{poutres}} = \frac{3203.12}{28.65} = 111.8 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est 0.25 m et la Largeur de la dalle est 12.6 m, donc :

$$G_{\text{Dalle}} = 0.25 \times 12.6 \times 25 = 78.75 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de l'entretoise**

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

$$\text{Volume}_{\text{Entretoise}} = 0.4 \times 1.1 \times 7 \times 1.13 = 3.48 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids}_{\text{Entretoises}} = 2 \times 2.983 \times 25 = 174.02 \text{ KN}$$

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

- **Poids des trottoirs**

$$G_{\text{trottoirs}} = 2 \times S \times \text{Poids volumique}_{\text{BA}} = 2 \times 5.25 \times 25 = 26.25 \text{ KN/ml}$$

- **Poids du revêtement**

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

$$G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 7.6 \times 24 = 14.592 \text{ KN/ml}$$

- **Poids des corniches**

$$G_{\text{corniche}} = 2 \times \text{Surface}_{\text{corniche}} \times \text{Poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

$$G_{\text{corniche}} = 2 \times 0.1842 \times 25 = 9.21 \text{ KN/ml}$$

- **Poids des glissières**

$$G_{\text{glissieres}} = 2 \times 0.6$$

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

- **Poids de Garde-corps**

$$G_{\text{Garde-corps}} = 2 \times 1$$

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

**Tableau III.5 : Poids total de tablier.**

| Charges | | Poids (KN/ml) | Poids (KN) |
|---|---|---|---|
| **Cp** | **Poutres** | 111.8 | 3203.12 |
| | **Dalle** | 78.75 | 2256.19 |
| | **Entretoise** | / | 174.02 |
| **CCP** | **Trottoirs** | 26.25 | 752.06 |
| | **Revêtement** | 14.592 | 418.06 |
| | **Corniches** | 9.21 | 263.87 |
| | **Glissières** | 1.2 | 34.38 |
| | **Garde-corps** | 2.00 | 57.3 |
| **G (une seule travée)** | | **249.9** | **7159** |
| **G (4 travées)** | | **28636 KN** | |

### III.4.1.2 Action thermique

La wilaya de Bechar est dans le sud de l'Algérie où les variations de température uniformes sont +50° C et 0° C.

Selon le tableau 3.2 du R.C.P.R, l'ouvrage est classé en Type 3 (tablier en béton). Pour ce type de structure, le gradient thermique induit par un échauffement ou un refroidissement unilatéral de courte durée est pris en compte sous forme d'une variation de température de ±7°C en phase de service, et de ±12°C en phase de construction.

### 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 ($B_c$, $B_t$).
- Charges militaires : Mc120.
- Charges exceptionnelles : D240.

#### III.4.2.2 Caractéristiques du pont

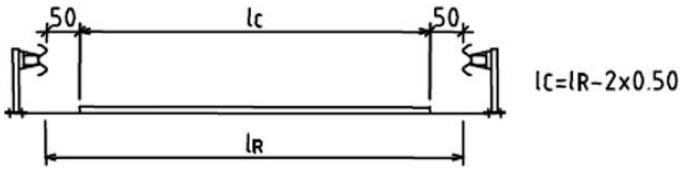
❖ **Largeur roulable :**

Il s'agit de la largeur du tablier mesurée entre les dispositifs de retenue, lorsqu'ils existent, ou entre les bordures. Cette largeur inclut la chaussée proprement dite ainsi que les éventuelles surlargeurs, telles que les bandes dérasées (BDG), etc.

❖ **Largeur chargeable :**

Elle est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m

**Figure III.3 : Largeur chargeable**




$L_C = 7.6 - 2 \times 0.5 =$ **6.6 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 :

$N = [L_C/3] = [6.6/3] =$ **2 voies.**

### III.4.2.3 Système de charge A

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

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

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{28.65+12} = \mathbf{11.16} \; KN/m^2$$

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 = 3.30 m (la largeur d'une voie), et $v_0$ = 3.50 m (la classe de notre pont est la 1$^{ére}$ classe). D'où $a_2$ = **1.06**

- **Une voie chargée**

$A_{1V}$ = A(L) × $a_1$ × $a_2$ × Largeur chargée = 11.16 × 1 × 1.06 × 3.3 = **39.05 KN/ml**

- **Deux voies chargées**

$A_{2V}$ = A(L) × $a_1$ × $a_2$ × Largeur chargée = 11.16 × 1 × 1.06 × 6.6 = **78.1 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** | 28.65 | 11.16 | 1.00 | 1.06 | 11.83 | 3.3 | 39.05 |
| **2** | 28.65 | 11.16 | 1.00 | 1.06 | 11.83 | 6.6 | 78.1 |

### III.4.2.4 Système de charge B

Le système de charge B se décline en trois cas distincts, chacun produisant des effets spécifiques sur les éléments des ponts :

- **Système BC** : composé de camions types, chacun soumis à une charge de **300 KN**. Ce système s'applique à l'ensemble des ponts, quelle que soit leur classe.
- **Système Bt** : formé de groupes de deux essieux, appelés essieux-tandems, supportant une charge totale de **160 KN** de chacun (**320 KN**). Ce système est exclusivement réservé aux ponts de première et deuxième classe.

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

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

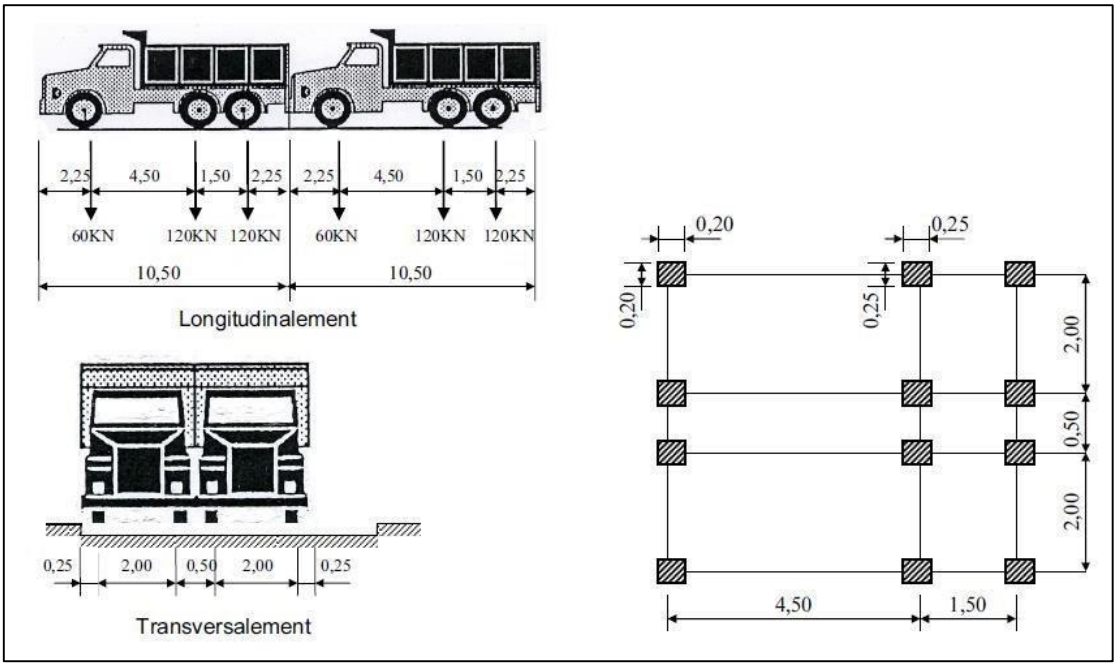



**Figure III.4 : Système de chargement BC.**

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

$$S(B_C) = 2 \times N_C \times P_C \times bc$$

Avec :

**NC** : nombre de camion.
**PC** : poids du camion.
**bc** : coefficient qui dépend de la classe de pont, indiqué dans le **Tableau III.8** ci-dessous :

**Tableau III.8 : Les valeurs de $b_C$**

| 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) | $b_c$ | S($B_c$)(KN) |
|---|---|---|---|
| **1** | 600 | 1.2 | 720 |
| **2** | 1 200 | 1.1 | 1 320 |

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

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

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

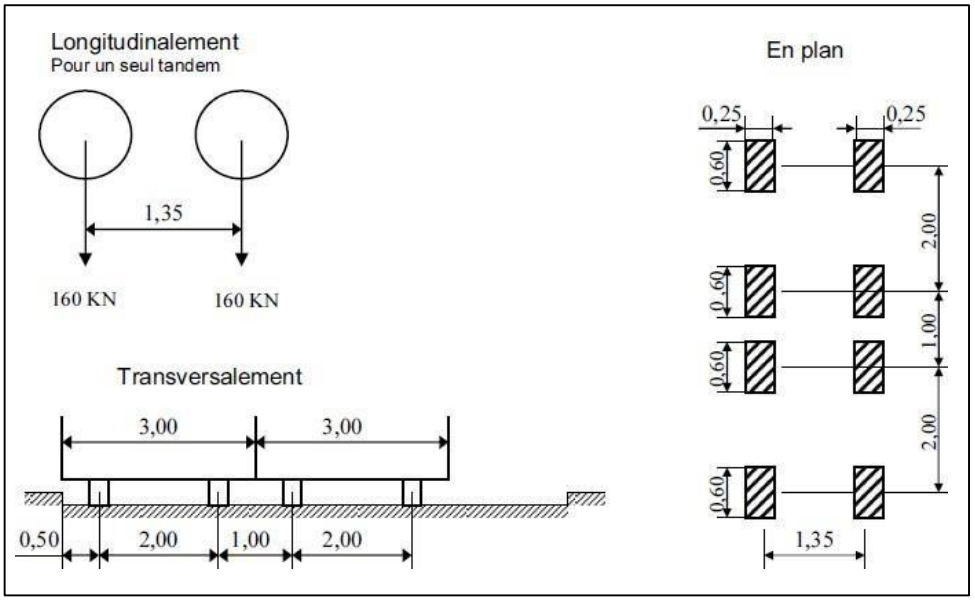



**Figure III.5 : Système de charges Bt.**

La charge Bt maximale notée S(Bt) est donnée par : **S(Bt) = 2 × Nt × Pt × bt**

Tel que : Nt : Nombre de tandems ; Nt ≤ 2.

**Pt** : Poids du tandem.

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

**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 | S(Bt) (kN) |
|---|---|---|---|
| **1** | 320 | 1.2 | 384 |
| **2** | 640 | 1.2 | 768 |

### III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120

Le système de charge « Mc 120 » est un dispositif conçu pour le transport de charges militaires. Il permet la circulation des véhicules en convoi, en garantissant qu'un seul convoi occupe la chaussée en largeur, quelle que soit sa dimension.

Dans le sens longitudinal, une distance minimale de 30,50 mètres doit être respectée entre les points de contact successifs des convois avec la chaussée.

Les charges transportées présentent les 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.

Les spécifications détaillées du système Mc 120 sont présentées ci-dessous.

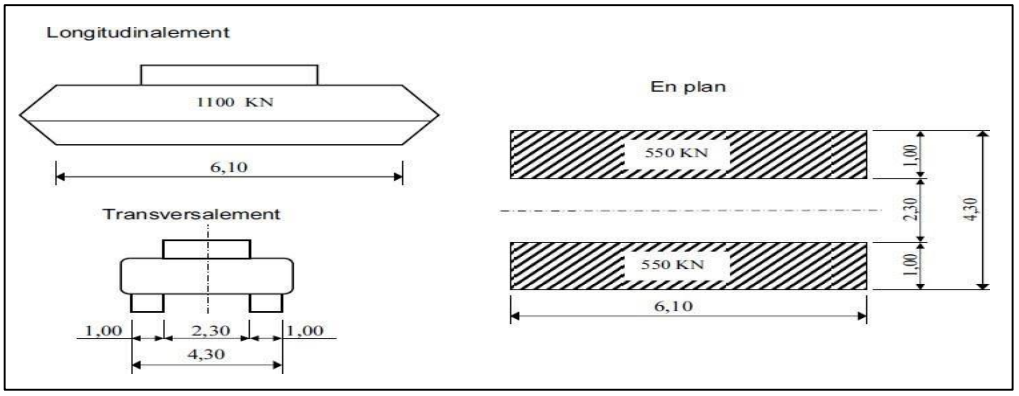



**Figure III.6 : Convoi Mc120.**

### III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240

Le système de charge exceptionnelle **D 240** est un dispositif destiné au transport de charges lourdes. Il se compose d'une remorque capable de supporter une charge totale de **2400 kN**, répartie de manière supposée uniforme.

Ce système est généralement considéré comme plus contraignant que les systèmes **A** et **B**, notamment en ce qui concerne la vérification des hourdis et des entretoises. Contrairement àces derniers, les charges acheminées par le convoi **D240** ne sont pas majorées pour prendre en compte les effets dynamiques.

Par ailleurs, le convoi **D 240** est supposé circuler de manière isolée, que ce soit dans le sens transversal ou longitudinal, et ce, indépendamment des dimensions (largeur et longueur) de l'ouvrage.

Les caractéristiques détaillées de ce système sont présentées ci-après.

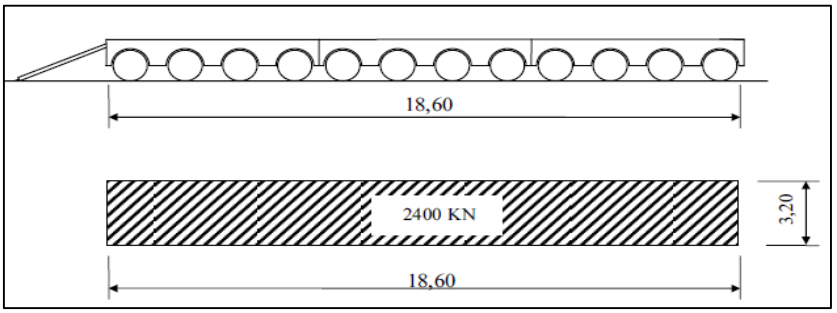



**Figure III.7 : Convoi exceptionnel D240.**

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

### III.4.2.7 Charges sur trottoirs

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 0.150 t/m2.

- Largeur du trottoir est 2.5 m

Les deux trottoirs ne peuvent pas être chargés simultanément :

- Trottoir chargé : P1 = 0,150 * 2.5= 0.375 t/ml
- Deux Trottoir chargé : P2 = 2 * 0.225 = 0.75t/m

### III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les charges B et Mc120 vont être majorés par un coefficient $\delta$ 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.

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

**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 |
|---|---|---|---|---|
| **Bc (une voie)** | 28.65 | 7159 | 720 | 1.074 |
| **Bc (deux voies)** | 28.65 | 7159 | 1 320 | 1.086 |
| **Bt (une voie)** | 28.65 | 7159 | 384 | 1.067 |
| **Bt (deux voies)** | 28.65 | 7159 | 768 | 1.075 |
| **Mc120** | 28.65 | 7159 | 1100 | 1.082 |

### III.4.2.9 Efforts de freinage

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

- **Système de charge Bc**

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

- **Système de charge A**

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

$$\mathbf{F} = \frac{A(l) \times S}{20 + 0.0035S}$$

**S** : est la surface chargée en ($m^2$).
**A(l) :** le cas le plus défavorable.

**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 | 94.55 | 11.83 | 55.02 |
| 2 | 189.09 | 11.83 | 108.28 |

## 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

Le chapitre que nous avons étudié avait pour objectif de définir les différents types de charges à considérer lors du calcul et des vérifications des ponts routiers. En effet, une meilleure compréhension des charges réellement appliquées, ainsi que de la résistance effective de la structure, permet d'évaluer plus précisément la sécurité des ouvrages. Dans ce cadre, nous avons analysé les différentes charges et surcharges routières agissant sur la structure en nous référant au R.C.P.R.

# Chapitre IV

## CALCUL DE TABLIER

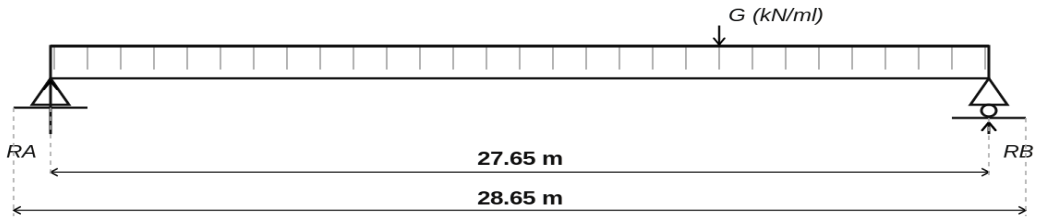
## IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons à l'analyse d'une seule travée d'un tablier à poutres, les travées étant identiques et indépendantes les unes des autres. L'étude portera sur la répartition des charges permanentes et des surcharges agissant sur le pont, en considérant à la fois leur orientation longitudinale et transversale. À l'aide de formules de calcul adaptées, nous déterminerons les moments fléchissant et les efforts tranchants induits dans la structure. Nous prendrons également en compte les spécificités liées à la préfabrication, ainsi que les charges appliquées à chaque phase de construction et après la mise en service, afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie.

## IV.2 CALCUL LONGITUDINAL

### IV.2.1 Calcul des Eléments de Réduction Dus aux Charges

**Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre.**




- **Les réactions :** $R_A = R_B = G \times \frac{L}{2}$
- **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 :

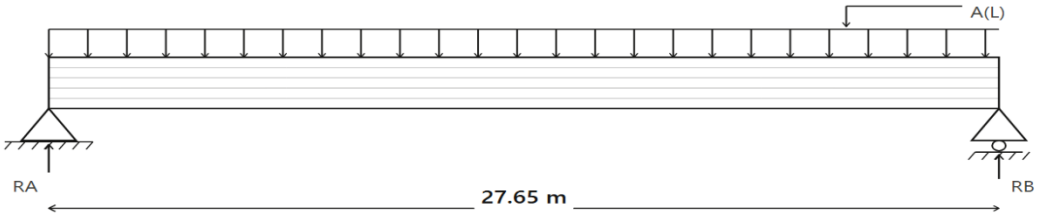
**Tableau IV.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G.**

| G (KN/ml) | $R_A=R_B$ (KN) | $T_{max}$ (x = 0) (KN) | $M_{max}$ (x=27.65/2) (KN.m) |
|---|---|---|---|
| 249.9 | 3454.87 | 3454.87 | 23881.77 |

## IV.2.2 Calcul des Eléments de Réduction Dus aux Surcharges

### IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) »

**Figure IV.2 : Surcharge A(L) 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).**

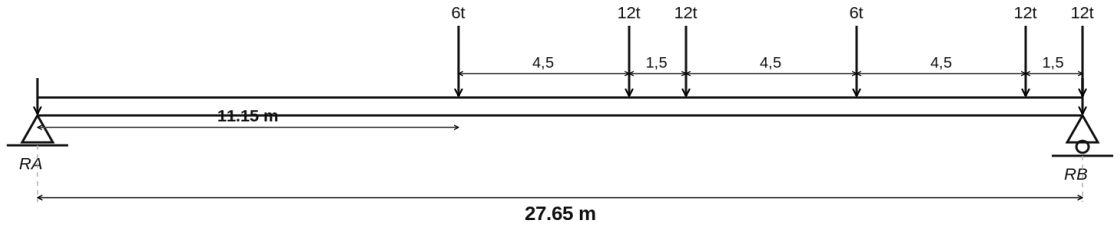
| Nombre de voies | A(L) (KN/ml) | $R_A = R_B$ (KN) | $T_{max}$ (x = 0) (KN) | $M_{max}$ (x = 27.65/2) (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | 39.05 | 539.9 | 539.9 | 3731.8 |
| **2** | 78.09 | 1079.6 | 1079.6 | 7462.7 |

### 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

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_A = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5$

Donc $\{ \mathbf{R_A = 152.98\ KN} \ ; \ \mathbf{R_B = 447.02\ KN} \}$

D'où $\mathbf{T_0 = R_B = 447.02\ KN}$

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 :

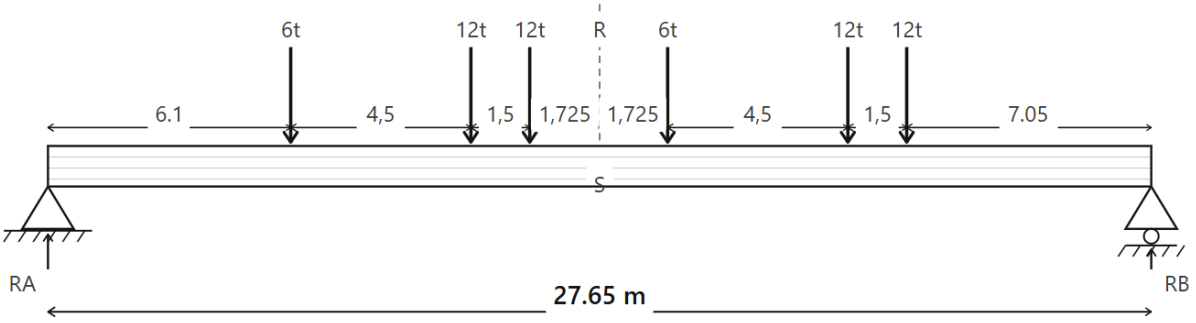
**Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc.**

| Nombre de voies chargées | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Tmax (KN) | 576.12 | 1068.02 |

❖ **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 :

$$X_R = \frac{12\times1.5+6\times6+12\times10.5+12\times12+6\times16.5}{60} = 7.05 \text{ m}$$

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

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

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

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_B = 60 \times 6.1 + 120 \times 10.6 + 120 \times 12.1 + 60 \times 16.6 + 120 \times 21.1 + 120 \times 22.6$

Donc $\{ \begin{matrix} R_B = 337.43 \\ R_A = 262.57 \text{ KN} \end{matrix} \}$

D'où : $\mathbf{Ms = R_A \times 12.1 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 2637.01 \text{ KN.m}}$

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

**Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc.**

| Nombre de voies chargées | $M_{max}$ (KN.m) |
|---|---|
| **1** | 3398.69 |
| **2** | 6300.55 |

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

### IV.2.2.3 Système de chargement Bt

- **L'effort tranchant :**

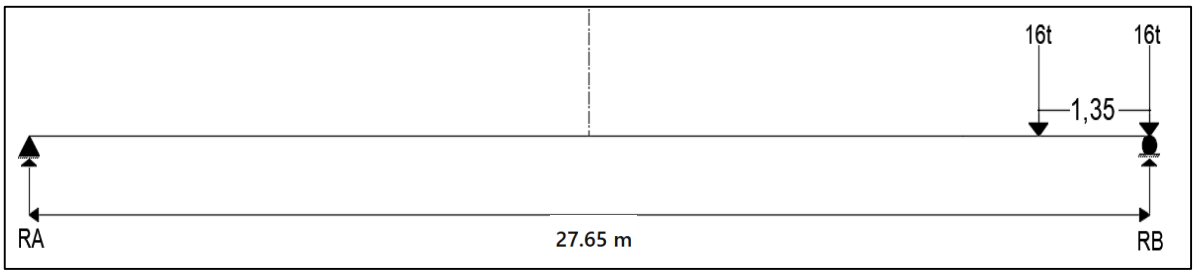



**Figure IV.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.**

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

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_A = 160 \times 1.35$

**$T_0 = R_B = 312.19$ KN**

Donc : { **$R_A = 7.81$ KN** ; **$R_B = 312.19$ KN** }

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

**Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Bt.**

| Nombre de tandem | 1 | 2 |
|---|---|---|
| **$T_{max}$ (KN)** | 399.73 | 805.45 |

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

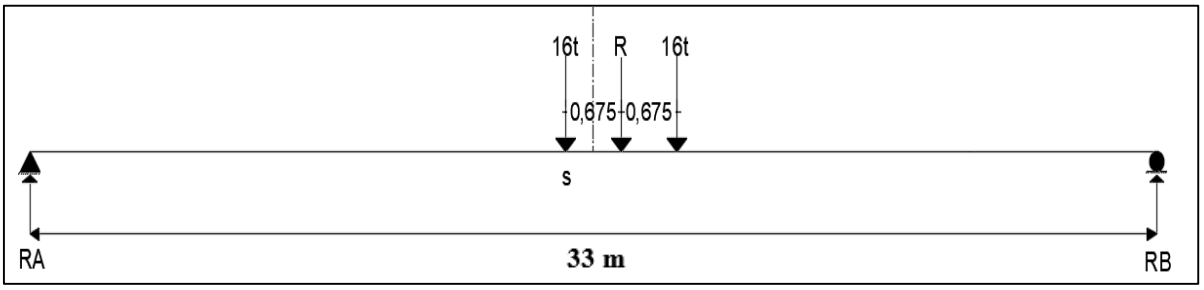



**Figure IV.6 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.**

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

→ d = $0.675/2 =$ **0.3375 m**

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

Donc : **$R_A = 156.09$ KN**

**$R_B = 163.91$ KN**

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_A = 160 \times 12.8125 + 160 \times 14.1625$

**$M_S = R_A \times 13.4875 = 2\,105.26$ KN.m**

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

**Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Bt.**

| Nombre de tandem | 1 | 2 |
|---|---|---|
| **$M_{max}$ (KN.m)** | 2695.58 | 5431.57 |

### IV.2.2.4 Système de charges Mc120

❖ **L'effort tranchant :**

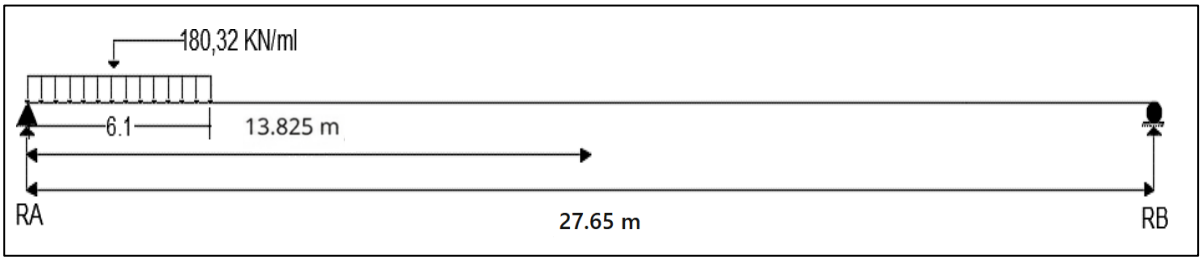



**Figure IV.7 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.**

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

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_B = 1\,100 \times 3.05$

Donc : $\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 978.66\ KN} \\ \mathbf{R_B = 121.34\ KN} \end{Bmatrix}$

$\mathbf{T_{MAX} = R_A = 978.66\ KN}$

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

**Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Mc120.**

| Système de charge | Mc120 |
|---|---|
| $T_{max}$ (KN) | 1058.91 |

❖ **Moment fléchissant :**

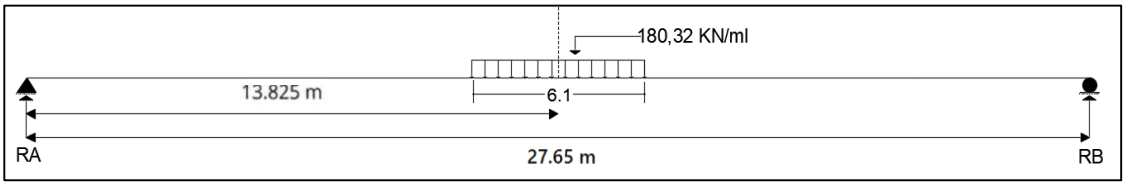



**Figure IV.8 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.**

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

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_B = 1\,100 \times 13.825$

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

$$\mathbf{M_0 = 550 \times 13.825 - 180.32 \frac{3.05^2}{2} = 6765.04 KN.m}$$

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

**Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Mc120.**

| Système de charge | Mc120 |
|---|---|
| $M_{max}$ (KN.m) | 7319.77 |

### IV.2.2.5 Système de charges D240

❖ **L'effort tranchant :**

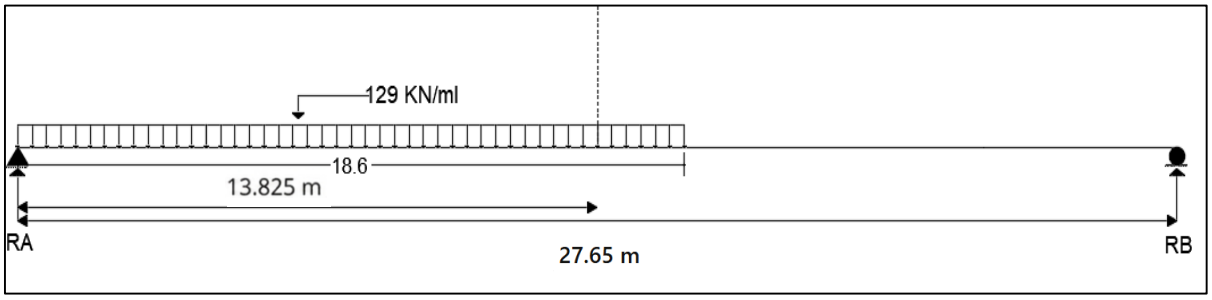



**Figure IV.9 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.**

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

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_B = 2\,400 \times 9.3$

$$\{\mathbf{R_A} = 1592.77\ \mathbf{KN}\}$$
$$\mathbf{R_B} = 807.23\ \mathbf{KN}$$

27.65 m

**Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge D240.**

| Système de charge | D240 |
|---|---|
| $\mathbf{T_{max}}$ **(KN)** | 1592.77 |

❖ **Moment fléchissant :**

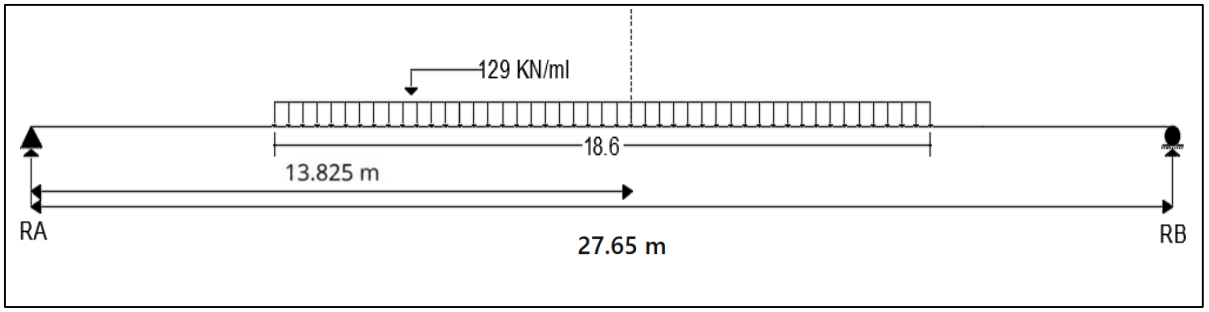



**Figure IV.10 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.**

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

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 27.65 \times R_B = 2\,400 \times 13.825$

$$\{\mathbf{R_A} = \mathbf{1\,200\ KN}$$
$$\mathbf{R_B} = \mathbf{1\,200\ KN}\}$$

$\mathbf{M(L/2)} = 1\,200 \times 13.825 - \frac{129}{2} \times 9.3^2 = \mathbf{11011.4\ KN.m}$

**Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge D240.**

| Système de charge | D240 |
|---|---|
| $\mathbf{M_{max}}$ **(KN.m)** | 11011.4 |

### IV.2.2.6 Surcharges sur trottoir St.

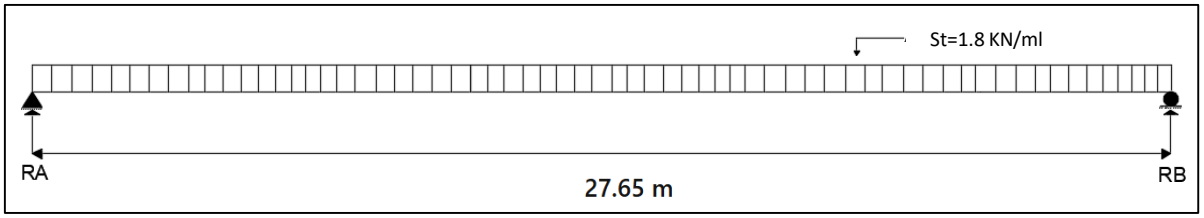



**Tableau IV.11 : Les efforts internes sous charge St.**

| St (KN/ml) | Mmax (x = 0.5L) (KN.m) | Tmax (x=0) (KN) |
|---|---|---|
| 1.5 | 716.74 | 103.69 |

**Tableau IV.12 : 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 | | 3454.87 | 23881.77 | 2985.22 |
| A(L) | 01 voie | 539.9 | 3731.8 | 466.4 |
| | 02 voies | 1079.6 | 7462.7 | 932.84 |
| Bc | 01 voie | 576.12 | 3398.69 | 424.84 |
| | 02 voies | 1068.02 | 6300.55 | 787.57 |
| Bt | 01 tandem | 399.73 | 2695.58 | 336.95 |
| | 02 tandems | 805.45 | 5431.57 | 678.95 |
| Convoi Mc120 | | 1058.91 | 7319.77 | 914.97 |
| Convoi D240 | | 1592.77 | 11011.4 | 1376.43 |
| Surcharges sur trottoir | | 103.69 | 716.74 | 89.59 |

## IV.3 CALCUL TRANSVERSAL :

### IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul

#### IV.3.1.1 Largeur active b :

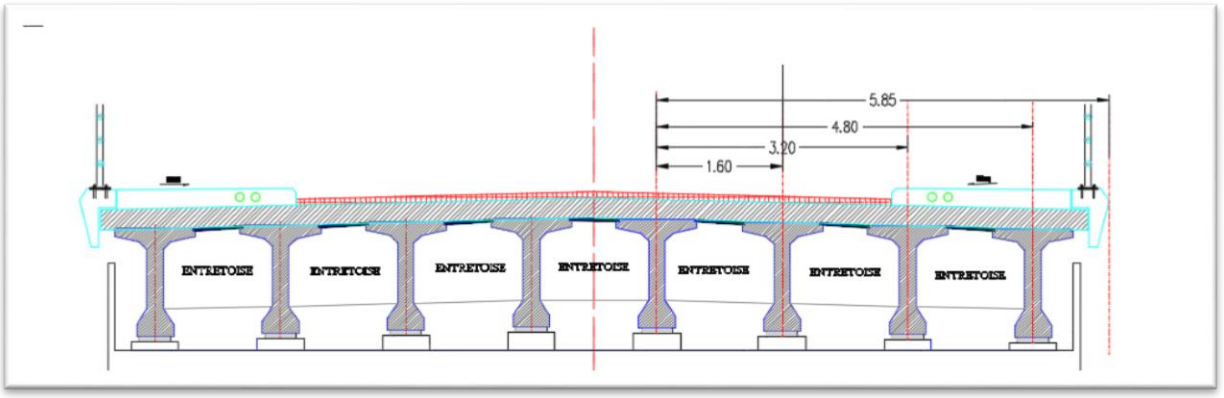
La largeur active du pont est telle que **2b = n × b1**,
n : le nombre des poutres (**n = 8**).
b1 **:** l'entraxe des poutres (b1 = **1.6 m**).
2b = 8 × 1.6 = 12.8 m, alors **b = 6.4 m**.

#### IV.3.1.2 Position active des poutres

**Tableau IV.13: Position active des poutres.**

| Position | X0 | X1 | X2 | X3 | X4 |
|---|---|---|---|---|---|
| Valeur (m) | 0 | 0.8 | 2.4 | 4 | 5.6 |

**Figure IV.12: Position active des poutres.**




#### IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre ρP :

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

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_P = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0)$$

**I0** : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = **0.78** m⁴
**Im** : moment d'inertie de la section a mi-travée = **0.5089 m⁴**

$$I_P = 0.78 + \frac{8}{3\pi}(0.5089 - 0.78) = 0.55 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\rho_P = \frac{\text{E} \times 5.5 \times 10\text{^}7}{160} = \mathbf{343750\ E}$$

#### IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \times I_D}{12} \text{ Avec : } I_D = \frac{L_1 \times \text{d3}}{12}$$

**d** : Epaisseur de la dalle = **25cm**

**L1** : Distance entraxe des entretoises, on prend **L1 = 100 cm**
Donc : ID $= \frac{100 \times 25^3}{12} = 1.3 \times 10^5 cm^4$

**ρE** = **ρD** = $1.3 \times \mathbf{10}^3$ 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 **6.4 m**.
**L** : la portée de travée **27.65 m**.
Alors **: θ = 0.3**

**IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise :**

$$\mathbf{CE = 2 \times G \times IE}$$

**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**.
IE = ID = $\mathbf{1.3 \times 10^5}$ $cm^4$
Alors : CE = $2 \times 0.416$ E $\times 1.3 \times 10^5$ = $\mathbf{1.0816 \times 10^5}$ **E**

- **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur $\gamma_E$ :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = 1.0816 \times 10^3 E$$

**IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre :**

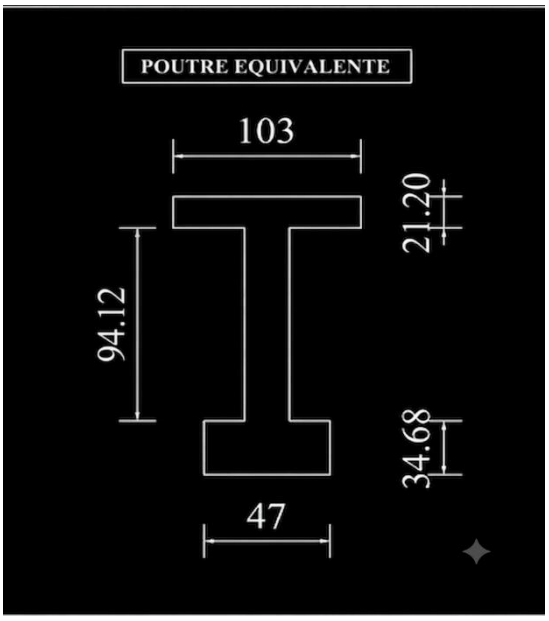
$$C_P = \frac{G}{3}\left(\sum h_i b_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2}\right)$$

- **Calcul de la section simplifie :**

Section de la table de compression : **S1 = 2184 cm²**
Largeur de la table : **103 cm**
$h_1 = \frac{2184}{103} = 21.20$ cm

Section du Talon S2 : S2 = **1630 cm²**
Largeur de talon : **47 cm**
$h_2 = \frac{1630}{47} = 34.68\ cm$

**Figure IV.13 : Section équivalente.**




$$C_P = \frac{0.416\,E}{3}\left(\frac{160\times25^3}{2} + 103\times21.2^3 + 47\times34.68^3 + 94.12\times21^3\right)$$
$$C_P = 702124.7E$$

- Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur **γp** :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b1}$$

$$Alors \quad \gamma_P = \frac{702124.7\,E}{160} = 4388.28\text{E}$$

### 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.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\times\sqrt{(\rho_P\times\rho_E)}}$$

$$Donc : \quad \alpha = 0.27$$

## IV.3.2 Calcul des moments fléchissant :

### IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal Kα :

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 :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de **Kα** dans le cas où **0 < α < 1**, on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

0.3<θ<1 => $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$ Où : $\beta = 1 - e^{\frac{0.065-\theta}{0.665}}$

D'après le calcul qu'on a fait : θ = 0.3 et α = 0.27, alors :

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

On a : θ =0.3 => 0.30 ≤θ ≤ 1.00 => Kα = k0 + 0.68 (k1-k0)

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

### IV.3.2.2 Calcul Kα 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**α** moy sera déterminé comme suite :$K_{\alpha\, moy} = \frac{S}{L}$

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 :$K_{\alpha\, moy} = \frac{\sum K_\alpha}{n}$ avec : **n** : nombre de charges.

Les valeurs de K**α** pour chaque poutre sont incluses en **ANNEXE B**.

### IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissant réels :

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi- travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale **Kα moy** pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée :$M_{reel} = K_{\alpha\, moy} \times M_0$

Les valeurs des moments fléchissant réels sont incluses 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.14 : Tableau des Combinaisons**

| Combinaisons | | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|---|---|---|---|---|---|
| ELS | G + 1.2 AL + St | 417.815 | 415.799 | 414.911 | 413.111 |
| | G + 1.2 Bc + St | 426.935 | 423.947 | 430.523 | 431.603 |
| | G + 1.2 Bt + St | 386.363 | 384.931 | 381.187 | 378.823 |
| | G + MC120 | 387.788 | 386.873 | 385.501 | 383.854 |
| | G + D240 | 435.13 | 433.891 | 431.276 | 428.661 |
| ELU | 1.35G +1.6 (AL + St) | 564.383 | 561.695 | 560.511 | 558.111 |
| | 1.35G + 1.6 (Bc + St) | 576.543 | 572.559 | 581.327 | 582.767 |
| | 1.35G + 1.6 (Bt + St) | 522.447 | 521.023 | 516.031 | 512.879 |
| | 1.35G + 1.35Mc120 | 523.514 | 522.279 | 520.426 | 518.203 |
| | 1.35G + 1.35D240 | 587.426 | 585.753 | 582.223 | 578.692 |

## IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

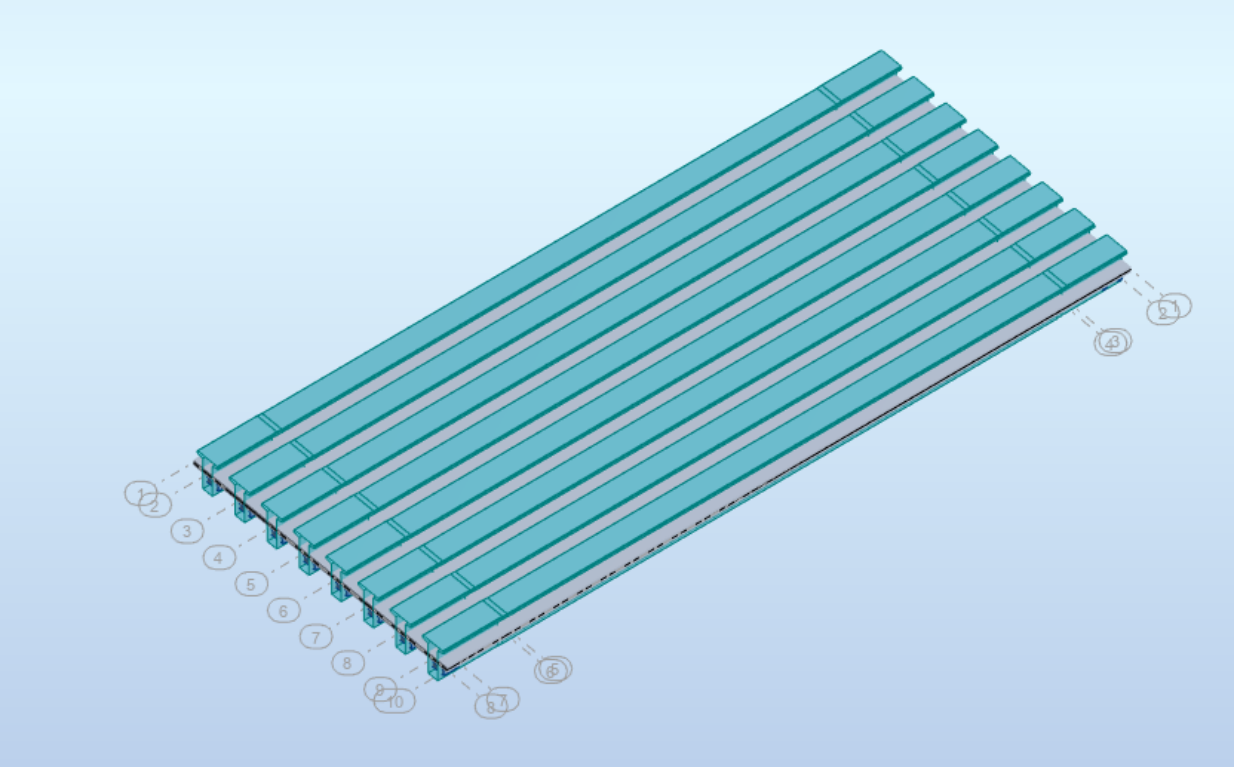
La modélisation est une partie plus importante dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Nous utiliserons **Autodesk Robot Structural Analysis 2021** et **MIDAS Civil** pour modéliser le pont et déterminer les efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T) en chaque point du tablier. Ces deux logiciels de calcul des structures, basés sur la méthode des éléments finis, permettent l'analyse des structures planes et spatiales, tandis que MIDAS Civil est particulièrement adapté à l'étude des ouvrages d'art et à la prise en compte des charges, de la précontrainte et des phases de construction.

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec (4) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (08) poutres sont modélisées par des éléments barres travail en flexion avec une dalle considérer comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis). Les charges et leurs distributions transversales ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

### IV.4.1 Modélisation par Autodesk Robot Structural Analysis 2021

**Figure IV.14 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis**



**RESULTATS :**

**Figure IV.15 : Moment fléchissant dû au poids propre.**

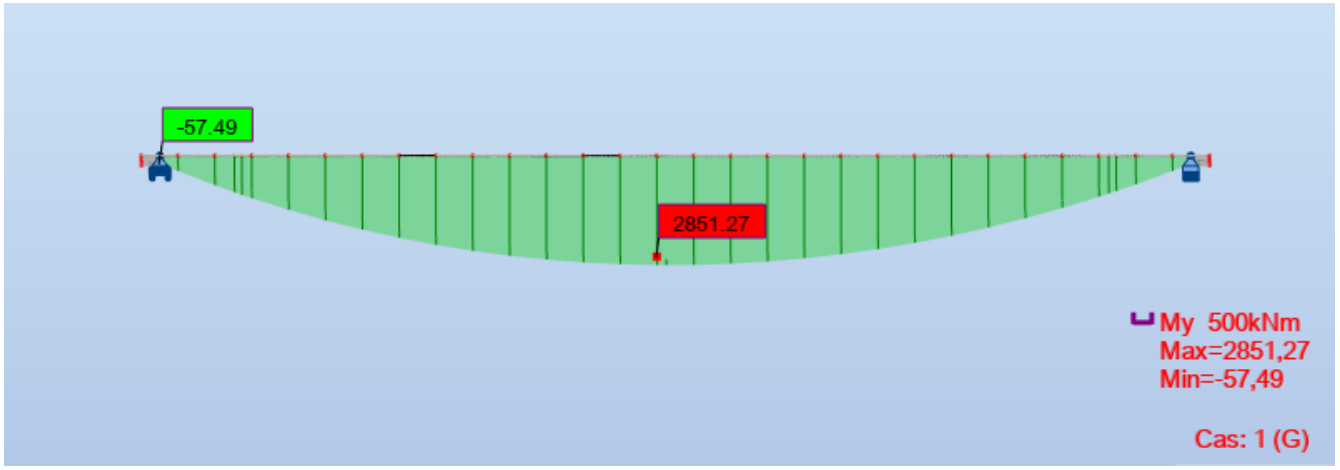



**Figure IV.16 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).**

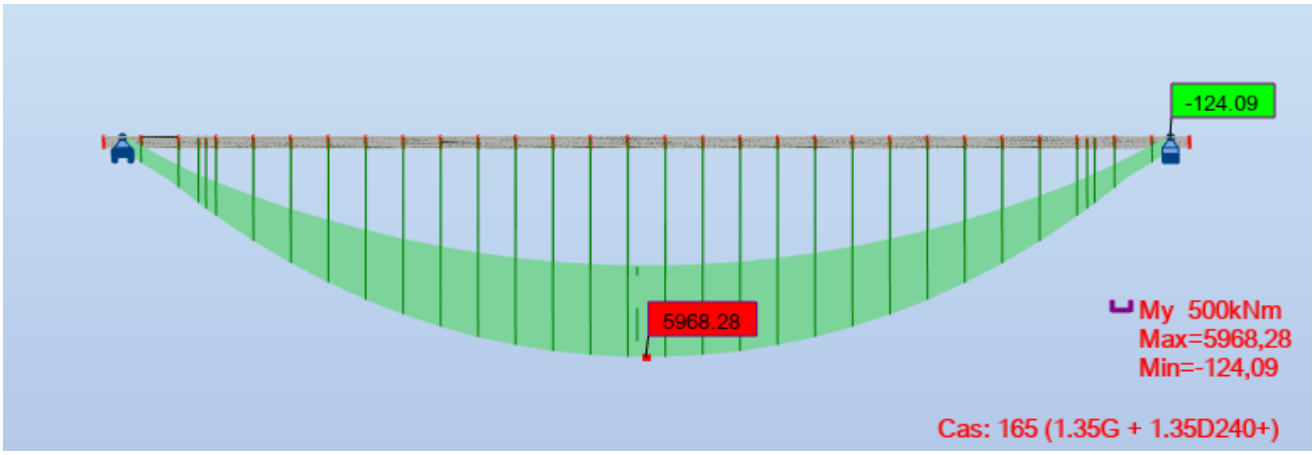



**Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).**

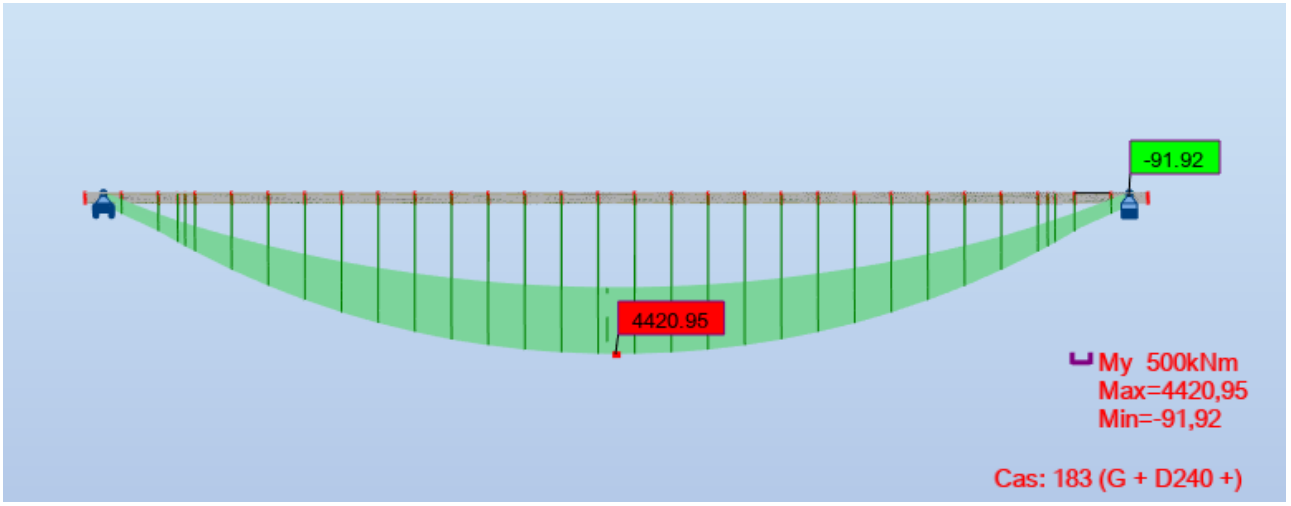


**Figure IV.18 : Effort tranchant á l'ELU.**

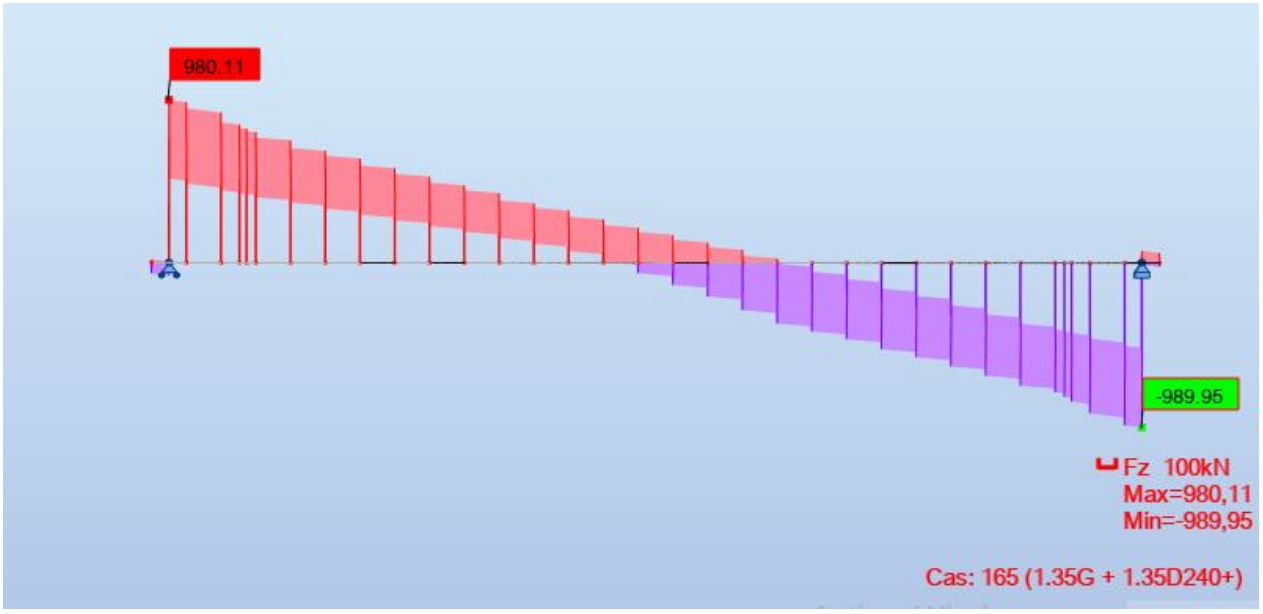
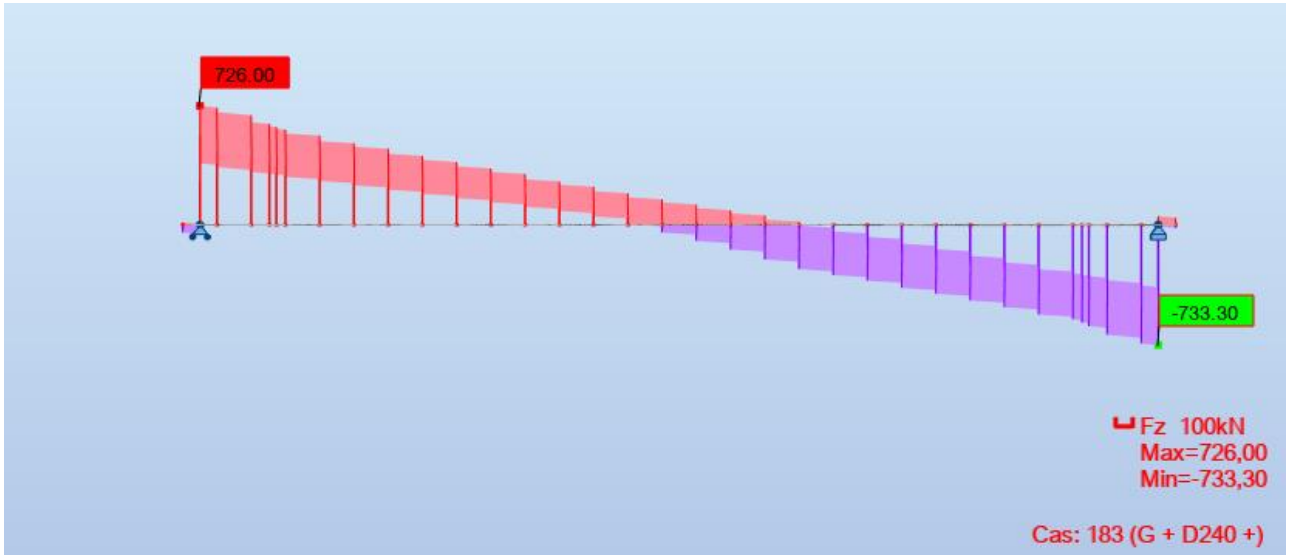


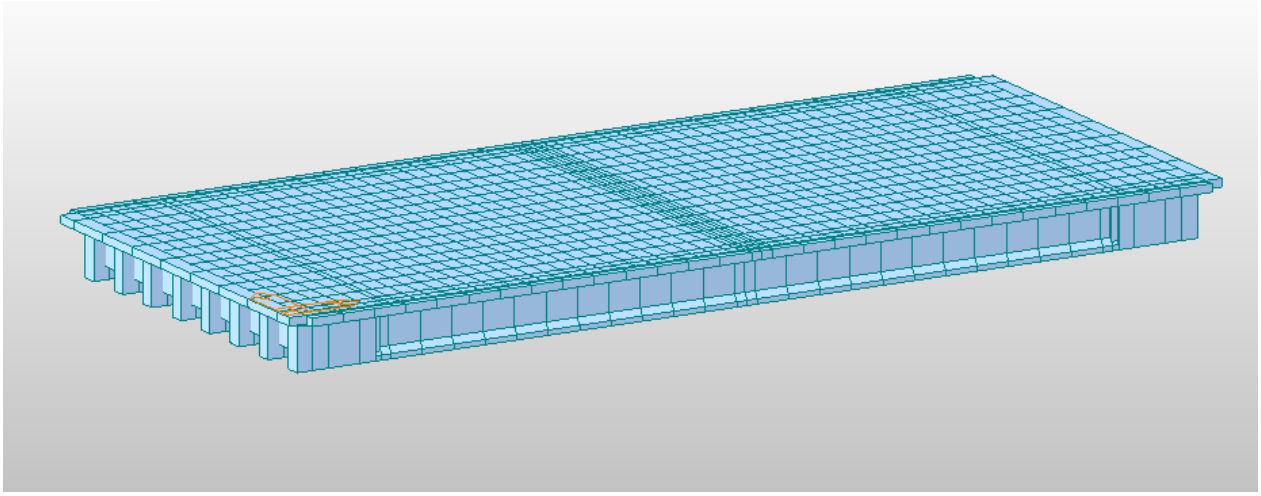

**Figure IV.19 : Effort tranchant á l'ELS.**




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

## IV.4.2 Modélisation par Midas Civil

**Figure IV.20 : Modèle de calcul pour Midas Civil**



**RESULTATS :**

**Figure IV.21 : Moment fléchissant dû au poids propre.**

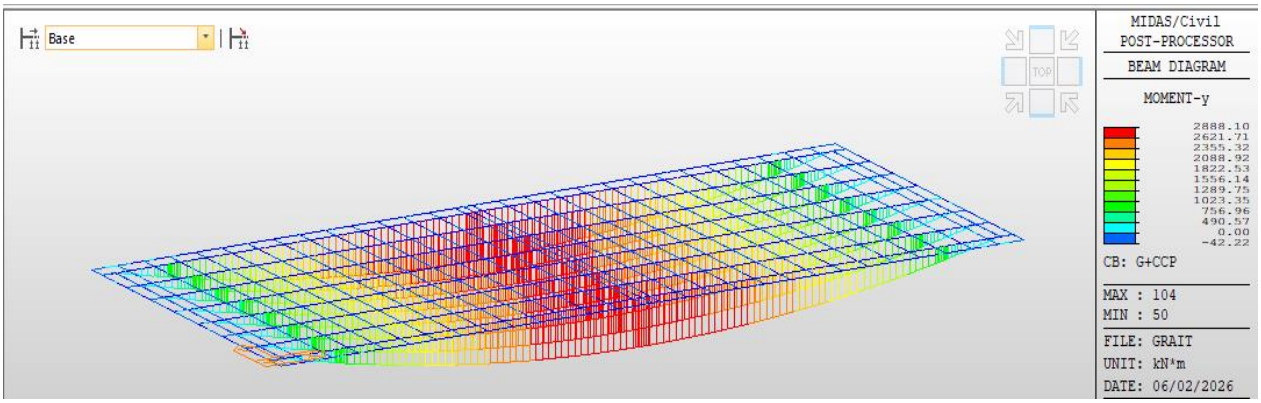



**Figure IV.22 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).**

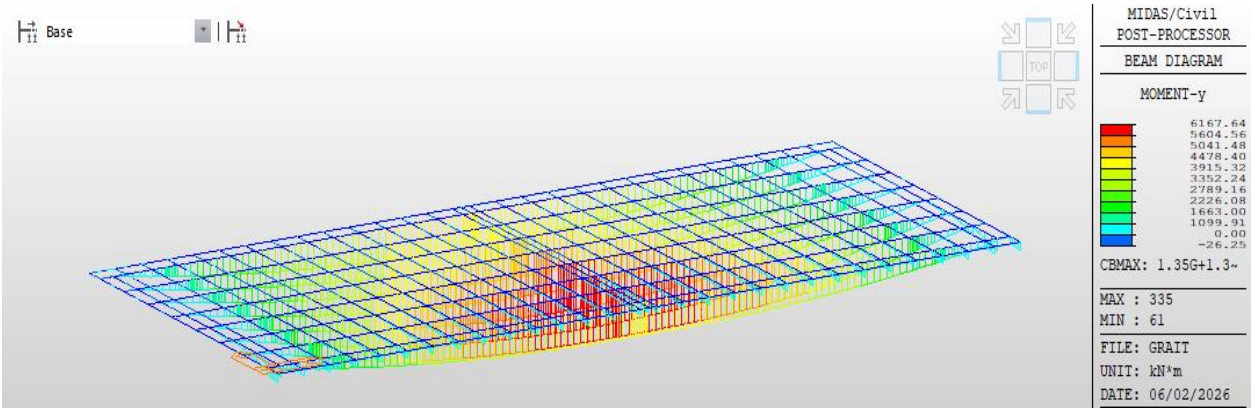


**Figure IV.23 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).**

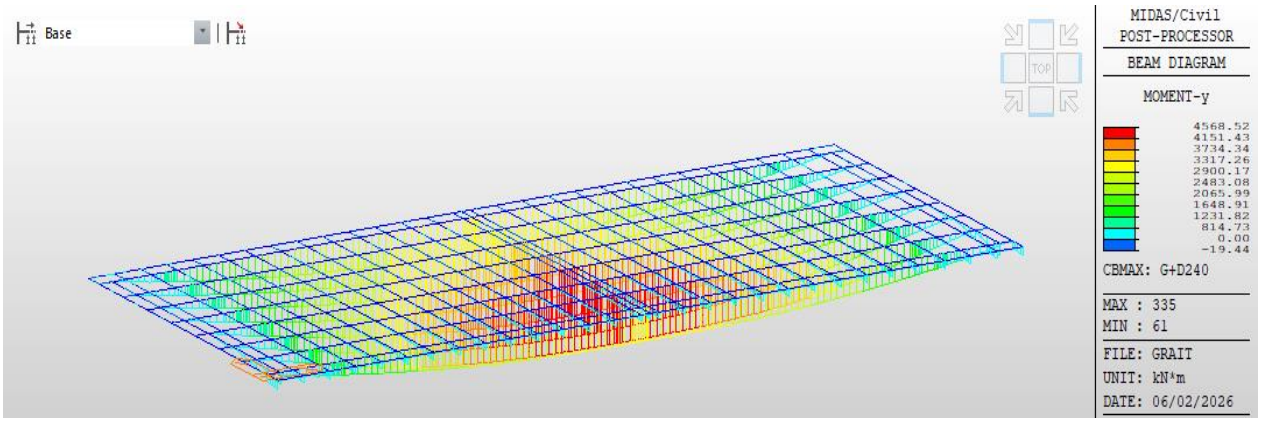



**Figure IV.24 : Effort tranchant á l'ELU.**

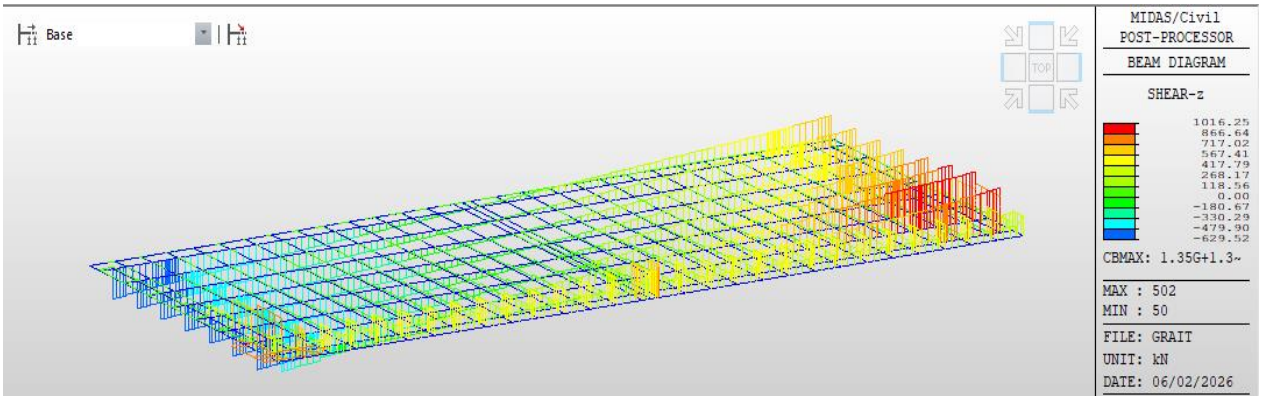
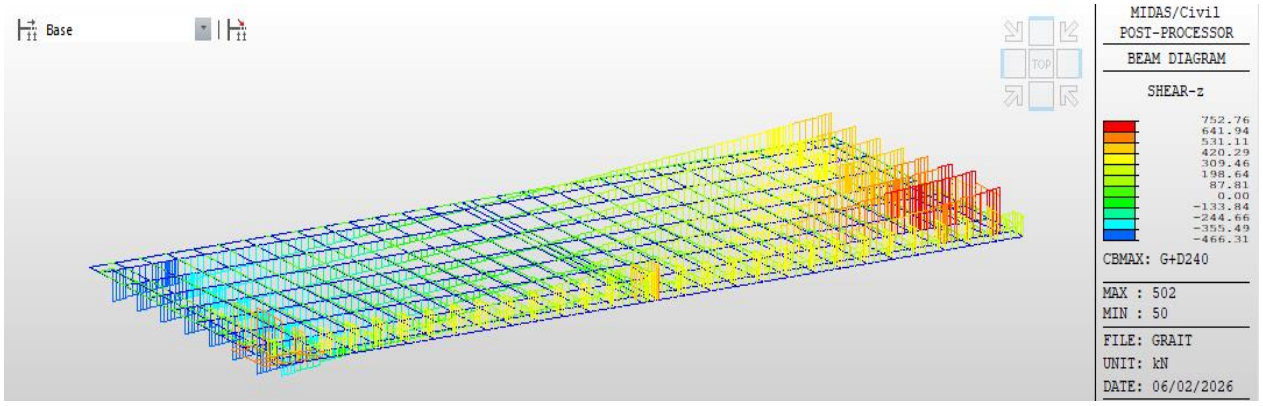



**Figure IV.25 : Effort tranchant á l'ELS.**




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

## IV.5 ETUDE COMPARATIVE :

Les résultats de calcul manuel et calcul automatique sont inclus dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau IV.15 : Tableaux de Comparaison**

| Combinaisons | | Robot | Midas | Erreur (%) |
|---|---|---|---|---|
| ELS | G + 1.2 AL + St | 3988.7 | 4118.05 | 3.24 |
| | G + 1.2 Bc + St | 3904.58 | 3988.35 | 2.14 |
| | G + 1.2 Bt + St | 3827.04 | 3895.14 | 1.78 |
| | G + Mc120 | 3897.88 | 4009.06 | 2.85 |
| | G + D240 | 4420.95 | 4568.52 | 3.34 |
| ELU | 1.35G +1.6 (AL + St) | 5376.71 | 5561.05 | 3.43 |
| | 1.35G + 1.6 (Bc + St) | 5287.33 | 5398.44 | 2.10 |
| | 1.35G + 1.6 (Bt + St) | 5161.17 | 5256.10 | 1.84 |
| | 1.35G + 1.35Mc120 | 5262.14 | 5412.24 | 2.85 |
| | 1.35G + 1.35D240 | 5968.28 | 6167.64 | 3.34 |

| Combinaisons | | Robot | GM | Erreur (%) |
|---|---|---|---|---|
| ELS | G + 1.2 AL + St | 3988.7 | 4178.15 | 4.97 |
| | G + 1.2 Bc + St | 3904.58 | 4269.35 | 9.34 |
| | G + 1.2 Bt + St | 3827.04 | 3863.63 | 0.95 |
| | G + Mc120 | 3897.88 | 3877.88 | 0.51 |
| | G + D240 | 4420.95 | 4351.3 | 1.57 |
| ELU | 1.35G +1.6 (AL + St) | 5376.71 | 5643.83 | 4.97 |
| | 1.35G + 1.6 (Bc + St) | 5287.33 | 5765.43 | 9.04 |
| | 1.35G + 1.6 (Bt + St) | 5161.17 | 5224.47 | 1.21 |
| | 1.35G + 1.35Mc120 | 5262.14 | 5235.14 | 0.51 |
| | 1.35G + 1.35D240 | 5968.28 | 5874.26 | 1.57 |

## IV.6 CONCLUSION :

D'après les calculs réalisés, il ressort que la poutre la plus sollicitée est la poutre 1, sous l'effet des combinaisons les plus défavorables, à l'ELU (1,35G + 1,35D240) et à l'ELS (G + D240).
Les résultats obtenus par Midas Civil et Robot Structural Analysis sont globalement proches, avec des écarts faibles (moins de 3%).

# Chapitre V

# ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

## V.1 INTRODUCTION

Le béton ayant une meilleure résistance en compression qu'en traction, la précontrainte vise à concevoir des éléments sollicités uniquement en compression. Les forces de traction induites par les charges appliquées à l'ouvrage sont ainsi compensées par les forces de compression générées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Dans ce chapitre, nous étudierons les différentes étapes de l'analyse de la précontrainte d'un pont à poutres post-tensionnées.

## V.2 DONNEES DE CALCUL

**Tableau V.1 : Données de l'ouvrage.**

| H | H (P+D) | L | L portée | $N_{poutre}$ | e dalle | Enrobage | λ | L TC | b About |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 m | 1.75 m | 28.65 m | 27.65 m | 8 | 0.25 m | 0.03 m | 1.6 m | 1.03 m | 0.47 m |

**Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre.**

| | Section about | | Section médiane | |
|---|---|---|---|---|
| | Poutre seul | Poutre + dalle | Poutre seul | Poutre + dalle |
| **B** ($m^2$) | 0,78 | 1,15 | 0,5089 | 0,8831 |
| $v$'(m) | 0,82 | 1,08 | 0,8400 | 1,1729 |
| $v$ (m) | 0,68 | 0,67 | 0,6600 | 0,5771 |
| $I_G$ ($m^4$) | 0,17 | 0,33 | 0,1366 | 0,2729 |
| ρ | 0,38 | 0,40 | 0,48 | 0,46 |

**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) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bt}$ (MPa) |
|---|---|---|---|
| 35 | 2.7 | 21 | -4.05 |

**Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 7T15s.**

| Câble | N torons | $A_{p\ 1\ toron}$ $m^2$ | $A_{p\ câble}$ $m^2$ | $f_{prg}$ MPa | $f_{p0}$ KN | $f_{peg}$ MPa | $D_{gaine}$ m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T15s | 7 | 0.00015 | 0.00105 | 1860 | 221.4 | 1 640 | 0.06 |
| **F** $rd^{-1}$ | **Φ** $m^{-1}$ | **g** mm | $\mu_0$ | $\rho_{1000h}$ | $E_P$ MPa | $f_e$ MPa | $\sigma_s$ 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) |
|---|---|---|---|---|
| 1.23 | 4.421 | 2.851 | 0.733 | 0.464 |

## 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)**

$$\mathbf{PI} = \frac{\Delta \mathbf{M} + \frac{I}{V'}\sigma \bar{\bar{\bar{b}}}\bar{\bar{t}}1 + \frac{I}{V}\sigma \bar{\bar{\bar{b}}}\bar{\bar{t}}2}{\rho \times h}$$ , section sous critique

$$\mathbf{PII} = \frac{M_M + \frac{I}{V'}\sigma \bar{\bar{\bar{b}}}\bar{\bar{t}}2}{\rho \times h}$$ , section sur critique

**Mg** : moment de poids propre.
**M'g** : moment dû aux charges permanentes additionnelles.
**Mq** : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :
**Mm** : Mg + M'g
**MM** : Mg + M'g + Mq
Posons : $\Delta \mathbf{M} = M_M - M_m = M_q$
$\bar{\sigma}_{\bar{\bar{b}}\bar{\bar{t}}\bar{f}}$, $\bar{\sigma}_{\bar{\bar{b}}\bar{\bar{t}}\bar{z}}$ sont des contraintes limites de traction.
$\bar{\sigma}_{\bar{\bar{b}}\bar{\bar{c}}}$ : 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.**

| $\bar{\bar{\bar{\sigma}}}_{\bar{\bar{b}}\bar{\bar{t}}\bar{f}}$ **(MPa)** | - 4.05 | **PI (MN)** | -0.81 |
|---|---|---|---|
| $\bar{\bar{\bar{\sigma}}}_{\bar{\bar{b}}\bar{\bar{t}}\bar{z}}$ **(MPa)** | -2.70 | **PII (MN)** | 3.00 |
| **d'(m)** | 0.18 | $\mathbf{P_{min}}$ **(MN)** | 3.00 |

### V.3.2 Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

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

$\mathbf{P_0}$ : Effort de précontrainte limite qu'un câble **7T15s** peut créer.
$\mathbf{P_0 = min\ (0.8 \times f_{prg} \times A_p\ ;\ 0.9 \times f_{peg} \times A_p)}$
$\Delta \mathbf{P_0}$ : Pertes de tension estimée à **25%.**

**Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles.**

| $\Delta \mathbf{P_0}$ | 25% | Donc on opte pour **n = 3** câbles de **7T15s** |
|---|---|---|
| $\mathbf{T_0}$ **(MPa)** | 1 488 | |
| $\mathbf{P_0}$ **(MN)** | 1.55 | |
| **n ≥** | 2.59 | |

### V.3.3 Nombre de câbles à l'about

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

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

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

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

| | |
|---|---|
| Si P ≤ 8.01 | Alors **n ≤ 5.17** |
| Si P ≤ 4.72 | Alors **n ≤ 3.04** |
| 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 : $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{z}} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$ et $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{f}} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$

**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 | $f_{c28}$ | 35,00 |
| $f_{t7}$ | 1,99 | $f_{t28}$ | 2,70 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{z}}$ | -1,39 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{z}}$ | -1,89 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{f}}$ | -2,99 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{f}}$ | -4,05 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$ | 13,91 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$ | 21,00 |
| **Δ P** | 5% | **ΔP** | 10 % |
| **n câbles** | 3 | **n câbles** | 3 |
| **Phase 03 : après coulage de la dalle** | | **Phase 04 : en service** | |
| $f_{c28}$ | 35,00 | $f_{c28}$ | 35,00 |
| $f_{t28}$ | 2,70 | $f_{t28}$ | 2,70 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{z}}$ | -1,89 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{z}}$ | -2,70 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{f}}$ | -4,05 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}\bar{f}}$ | -4,05 |
| $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$ | 21,00 | $\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}}$ | 21,00 |
| **ΔP** | 15 % | **ΔP** | 25 % |
| **n câble** | 3 | **n câble** | 3 |

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

$\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{c}j} = 0.6\, f_{cj}$

$\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}1} = 1.5\, f_{tj}$ Hors section d'enrobage

$\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}2} = 0.7\, f_{tj}$ Section d'enrobage, en construction.

$\bar{\sigma}_{\bar{b}\bar{t}2} = f_{tj}$ 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) | $\sigma_{sup}$ | $\sigma_{inf}$ | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Phase 01** | 0,67 | 1,23 | 2,21 | 3,19 | 5,81 | CV |
| **Phase 02** | 0,67 | 1,23 | 4,18 | 0,72 | 17,77 | CV |
| **Phase 03** | 1,00 | 2,16 | 3,95 | 0,70 | 12,14 | CV |
| **Phase 04** | 1,00 | 4,42 | 3,49 | 5,94 | -0,10 | CV |

## V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

### V.4.1 Position des Câbles

En section médiane, qui est la zone la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon avec un excentrement maximal, conformément à l'une des configurations illustrées ci-dessous. Le choix s'est porté sur la dernière configuration.

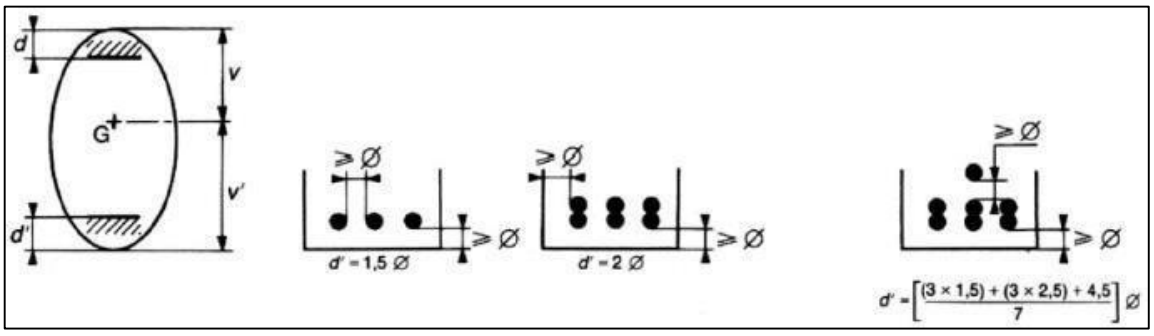


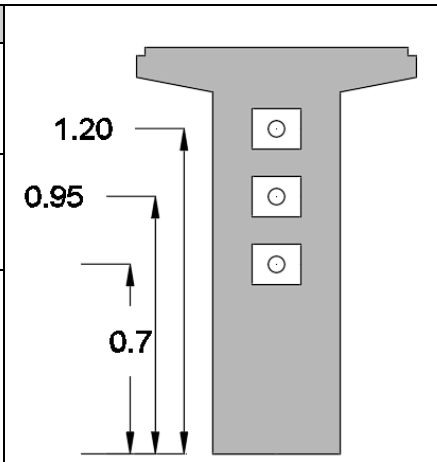
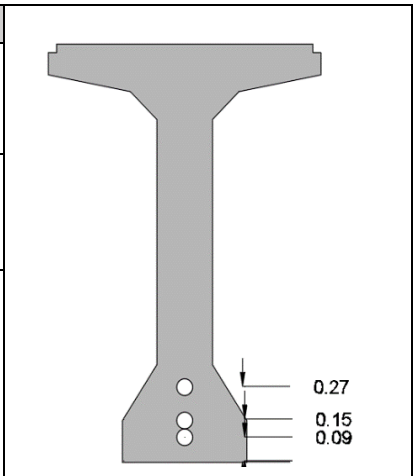

**Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.**

À l'extrémité de la poutre (section d'about), les contraintes liées à la position des plaques d'ancrage sont respectées. Le choix se porte sur des plaques d'ancrage de dimensions **A × B = 180 × 150 mm².** L'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$f_{c28}$ = 35 MPa → **a = 293.5 mm**

**X ≥ 0.85 a** → X = 249.475 mm donc **X = 250 mm**

**Tableau V.11 : Position des câbles.**

| Câble | Yi (m) | | Yi (m) | |
|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.7 |   | 0,09 |   |
| C2 | 0.95 | | 0,15 | |
| C3 | 1.2 | | 0,27 | |

### V.4.2 Tracé des Câbles

Le tracé des câbles adopte principalement une forme parabolique en raison de la répartition uniforme des charges permanentes. Une section rectiligne d'environ un mètre précède la zone d'ancrage.

- **Angle de relevage α :** Angle de relevage est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

$\sigma_x$ : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma_x = \dfrac{P}{B_n}$

$\mathbf{B_n}$ : surface nette de la section d'about + dalle, $\mathbf{B_n = B - n \times B_{Gaine}}$

**n** : nombre des gaines.

$\mathbf{B_{Gaine}}$ : surface de la gaine

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

$\mathbf{b_0}$ : largeur brute.

$\mathbf{n_{lit}}$ : nombre de lit.

$\mathbf{\Phi}$ : diamètre de la gaine.

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

| $b_n$(m) | $B_n$ ($m^2$) | P (MN) | $\sigma_x$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\bar{\bar{V}}$ (MN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.41 | 1.15 | 3.49 | 3.05 | 2.49 | 1.43 |

$$\mathbf{-11.55\ ° \leq \alpha \leq 32.92\ °}$$

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

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

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

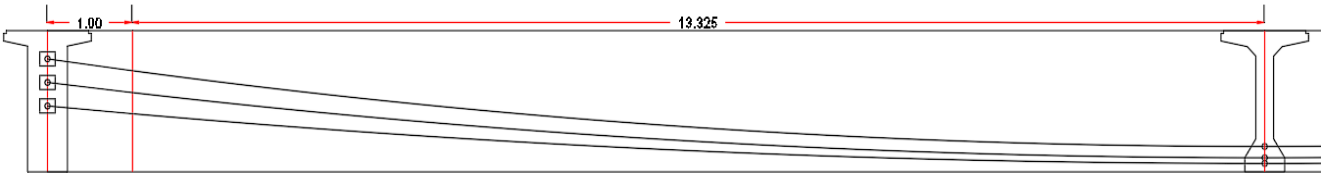
L : est la longueur de la parabole $\mathbf{L_{Pb}}$ **=26.65m**.

**L'angle de déviation :** sur une longueur peut être calculé par $\beta$ (l)= $4 \times \frac{f}{l}$

**Tableau V.13 : Résultats de calcul de α, F, R, $\beta$.**

| Câble | α (°) | Yi(m) | | | f (m) | R(m) | $\beta$ (rad) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | X = 0 m | X=1 m | X = L/2 | | | |
| C1 | 4,71 | 0,7 | 0,62 | 0,09 | 0,53 | 168,26 | 0,079 |
| C2 | 6,17 | 0,95 | 0,84 | 0,15 | 0,69 | 128,31 | 0,104 |
| C3 | 7,17 | 1,2 | 1,07 | 0,27 | 0,80 | 110,39 | 0,121 |

**Figure V.2 : Trajectoire des câbles.**




## V.5 CALCUL DES PERTES

### V.5.1 Pertes de Tension Instantanées

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension **instantanées**, comprenant :

- **Les pertes par frottement** (dû au contact entre le câble et la gaine).
- **Les pertes par recul d'ancrage** (liées au glissement des câbles lors de la mise en tension).
- **Les pertes par déformation élastique du béton** (résultant de la compression instantanée de la structure).

#### 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 :

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

$\sigma_{P0}$ : la tension à l'origine ($\sigma_{P0}$ **= 1 488 MPa**)

**e** : la base de logarithme népériens.

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

$\beta$ : 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 | $\beta$ (rad) | F × $\beta$ + Φ × X | Δσ$_\Phi$ (MPa) | Δσ$_{\Phi\ Moy}$ (MPa) | Δσ$_{\Phi\ Moy}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Câble 1** | 14,325 | 0,079 | 0,043 | 62,49 | 68,13 | 4,58% |
| **Câble 2** | 14,325 | 0,104 | 0,047 | 68,80 | | |
| **Câble 3** | 14,325 | 0,121 | 0,050 | 73,10 | | |

### 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 :

$$\Delta\bar{\sigma}_g(x) = 2 \times \bar{\sigma}_{P0} \times k \times (d - x).$$

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

**k** : constant **k = f** × $\frac{\beta}{l}$ **+ Φ.**

**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) | Δσ$_g$ (l/2) (MPa) | Δσ$_g$ (0) (MPa) | Δσ$_{g\ Moy}$ (MPa) | Δσ$_{g\ Moy}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Câble 1** | 14,325 | 0,0030 | 15,99 | 14,873 | 142,56 | **9,43** | **0.63** |
| **Câble 2** | 14,325 | 0,0033 | 15,23 | 8,8566 | 149,75 | | |
| **Câble 3** | 14,325 | 0,0035 | 14,76 | 4,551 | 154,47 | | |

### 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 :

$$\Delta\bar{\sigma}_e = \frac{1}{2}\frac{Ep}{Eij}\sigma bi$$

**σ$_{bi}$** : contrainte parabole de béton, σbi = $\frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{Ig} - \frac{Mp \times e}{Ig}$

**P** : effort de précontrainte, P = n × A$_P$ (σ$_{P0}$ -Δσ$_{\Phi\ Moy}$-Δσ$_{g\ Moy}$)

**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.

**Mp** : 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 = L/2 |
| P (MN) | 4.41 |
| B ($m^2$). | 0.51 |
| e (m) | 0.67 |
| Mgp (MN.m) | 1.23 |
| $I_G$ $m^4$ | 0.14 |
| $\sigma_{bi}$ (MPa) | 17.11 |
| $\Delta\sigma_e$ (MPa) | **45.17** |
| $\Delta\sigma_e$ (%) | **3.04** |

### V.5.2 Pertes de Tension Différées

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension différées, qui se produisent sur une période plus ou moins longue. Ces pertes sont principalement de trois types :

- **Les pertes dues au retrait du béton** (diminution de volume lors du séchage).
- **Les pertes dues au fluage du béton (**déformation progressive sous charge constante**).**
- **Les pertes dues à la relaxation des aciers (**relâchement partiel de la tension dans les armatures au fil du temps**).**

La valeur des pertes différées totale est :

$$\Delta\bar{\sigma}_d = \Delta\bar{\sigma}_r + \Delta\bar{\sigma}_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\bar{\sigma}_p$$

#### V.5.2.1 Pertes par retrait

Les câbles, fixés au béton à leurs extrémités par les ancrages et sur toute leur longueur par le coulis d'injection, sont soumis aux mêmes variations de déformation que le béton environnant. Si l'on note $t_0$ l'âge du béton au moment de la mise en tension du câble, la partie résiduelle du retrait (non encore produite) est donnée par :

$\varepsilon_r$ **( 1 – r (t))** ; avec :

$\varepsilon_r$ : retrait final, $\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$

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

la perte finale par retrait est : $\Delta\bar{\sigma}_r = \varepsilon_r \times E_p$

Le résultat est résumé dans le tableau ci-dessous :

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

| | |
|---|---|
| $\Delta\sigma_r$**(MPa)** | **76** |
| $\Delta\sigma_r$**(%)** | **5.11** |

### V.5.2.2 Pertes par fluage

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

$$\Delta\bar{\sigma}_{fl} = \frac{Ep}{Eij} \times (\bar{\sigma}_b) \times 2.5$$

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

$\sigma_b$ : 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)** | 3.49 |
| **B** ($m^2$) | 0.88 |
| **e (m)** | 1.00 |
| $M_m$ **(MN.m)** | 2.85 |
| $\sigma_b$ **(MPa)** | 6.32 |
| $\Delta\sigma_{fl}$ **(MPa)** | **119.82** |
| $\Delta\sigma_{fl}$ **(%)** | **8.05** |

### 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 :

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

**$\rho$1000 = 2.50 %** ;

**$\rho$1000** : relaxation garantie à 1000h.

$\mu_0$ : coefficient value **0.43** pour les armateurs à très base relaxation.

**Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation.**

| | |
|---|---|
| $\Delta\sigma_{\rho}$ **(MPa)** | **62.26** |
| $\Delta\sigma_{\rho}$ **(%)** | **4.18** |

### 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.**

| | $\Delta\sigma_{inst}$ | $\Delta\sigma_{Diff}$ | $\Delta\bar{\sigma}_{tot}$ |
|---|---|---|---|
| **MPa** | 122.73 | 247.71 | **370.44** |
| **%** | 8.25 | 16.65 | **24.90** |

## V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

### V.6.1 Sections de Vérification

En considérant 3 sections **x = L/4 = 7.1625 m**, **x = 3L/8 = 10.74375 m**, **x = L/2 = 14.325 m**, pour la vérification des contraintes normales, et une section au niveau de l'appui (**x = 0.5 m**) pour la vérification des contraintes tangentielles.

**Figure V.3 : Sections de vérification.**

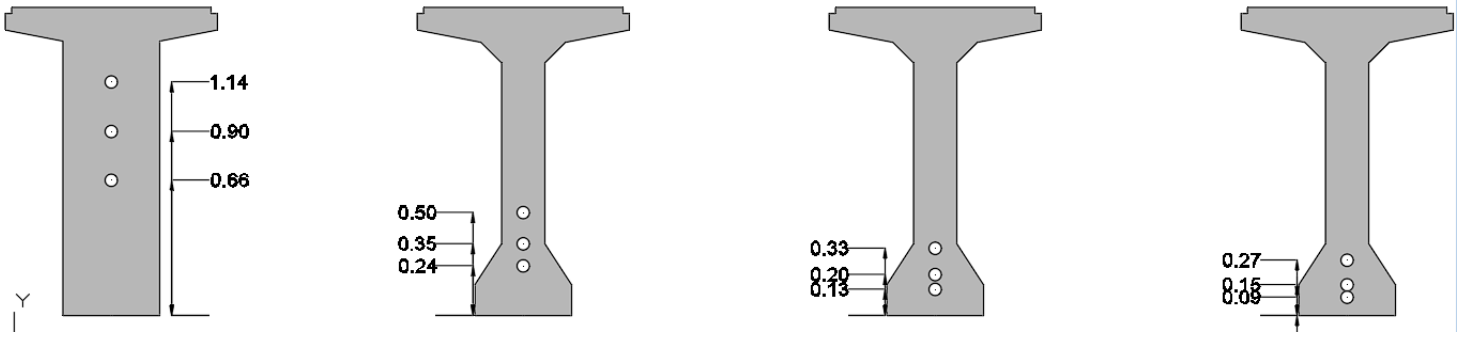



**Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.**

| Section | X=0.5 | | X=L/4 | | X=3L/8 | | X=L/2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poutre seule | Poutre +Dalle | Poutre seule | Poutre +Dalle | Poutre seule | Poutre +Dalle | Poutre seule | Poutre +Dalle |
| **H(m)** | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 |
| **$B_{nette}$ ($m^2$)** | 0,77140 | 1,14640 | 0,50050 | 0,87550 | 0,50050 | 0,87550 | 0,50050 | 0,87550 |
| $v_n(m)$ | 0,6857 | 0,671 | 0,653 | 0,570 | 0,650 | 0,568 | 0,649 | 0,568 |
| $v_n$**'(m)** | 0,814 | 1,080 | 0,847 | 1,181 | 0,850 | 1,182 | 0,851 | 1,182 |
| $I_G$ ($m^4$) | 0,162 | 0,336 | 0,136 | 0,264 | 0,137 | 0,265 | 0,131 | 0,266 |
| ρ (%) | 37,68 | 40,48 | 49,06 | 44,92 | 49,39 | 45,15 | 47,38 | 45,33 |

### 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 |
|---|---|---|---|
| $\overline{\overline{\sigma_{\overline{bc}}}}$ **(MPa)** | 13.91 | 21 | Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente |
| $\overline{\overline{\sigma_{\overline{bt}1}}}$ **(MPa)** | -2.99 | -4.05 | / |
| $\overline{\overline{\sigma_{\overline{bt}2}}}$ **(MPa)** | -1.39 | -1.89 | Exécution |
| $\overline{\overline{\sigma_{\overline{bt}2}}}$ **(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 : $\mathbf{P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P}$
- Valeur caractéristique minimale : $\mathbf{P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P}$

$\Delta \mathbf{P}$ : les pertes de tension de chaque phase et $\mathbf{P_0 = 2.38\ MN}$
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 | 4,12 | 2,29 | 2,16 | 0,90 | 0,36 | 0,22 | 0,17 |
| **Phase2** | 3 | 100 | 8,25 | 4,44 | 4,10 | 0,90 | 0,36 | 0,22 | 0,17 |
| **Phase3** | 3 | 100 | 16,57 | 4,13 | 3,63 | 0,90 | 0,36 | 0,22 | 0,17 |
| **Phase4** | 3 | 100 | 24,90 | 3,82 | 3,17 | 0,90 | 0,36 | 0,22 | 0,17 |

#### V.6.3.1 Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\bar{\bar{\sigma}}_{btz} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc} \quad \text{et} \quad \bar{\bar{\sigma}}_{btf} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc}$$

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

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

**P** : effort de la précontrainte.
$\mathbf{e_0}$ : excentricité du câble de précontraint 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)** | | -0,08 | 0,48 | 0,63 | 0,68 | -0,08 | 0,48 | 0,63 | 0,68 |
| $M_{ELS}$ **(MN.m)** | | 0 | 0,9 | 1,15 | 1,23 | 0,00 | 0,90 | 1,15 | 1,23 |
| **P1 (MN)** | | 2,29 | 2,29 | 2,29 | 2,29 | 4,44 | 4,44 | 4,44 | 4,44 |
| **P2 (MN)** | | 2,16 | 2,16 | 2,16 | 2,16 | 4,10 | 4,10 | 4,10 | 4,10 |
| $\sigma_{MAX}$ | $\sigma_{sup}$ | 3,78 | 3,58 | 3,16 | 2,94 | 7,31 | 2,89 | 1,01 | -0,01 |
| | $\sigma_{inf}$ | 2,02 | 5,88 | 8,46 | 6,74 | 3,90 | 16,61 | 19,13 | 20,48 |
| $\sigma_{MIN}$ | $\sigma_{sup}$ | 3,56 | 3,63 | 3,29 | 3,12 | 6,75 | 3,00 | 1,35 | 0,46 |
| | $\sigma_{inf}$ | 1,90 | 5,23 | 7,68 | 5,89 | 3,60 | 14,91 | 17,12 | 18,30 |

**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) | | 0,18 | 0,82 | 0,96 | 1,01 | 0,18 | 0,82 | 0,96 | 1,01 |
| $M_{ELS}$ (MN.m) | | 0,00 | 1,58 | 2,02 | 2,16 | 0 | 1,868 | 4,165 | 4,42 |
| P1 (MN) | | 4,13 | 4,13 | 4,13 | 4,13 | 3,82 | 3,82 | 3,82 | 3,82 |
| P2 (MN) | | 3,63 | 3,63 | 3,63 | 3,63 | 3,17 | 3,17 | 3,17 | 3,17 |
| $\sigma_{MAX}$ | $\sigma_{sup}$ | 2,10 | 0,87 | 0,52 | 0,42 | 1,94 | 1,67 | 5,40 | 5,55 |
| | $\sigma_{inf}$ | 6,02 | 12,68 | 13,44 | 13,66 | 5,56 | 9,92 | 2,19 | 1,88 |
| $\sigma_{MIN}$ | $\sigma_{sup}$ | 1,85 | 3,63 | 3,86 | 0,92 | 4,25 | 4,44 | 8,06 | 6,21 |
| | $\sigma_{inf}$ | 5,29 | 10,31 | 10,75 | 10,88 | 4,62 | 6,82 | -1,34 | -1,77 |

### V.6.3.2 Justification des contraintes tangentielles

L'objectif de cette vérification est de s'assurer que la combinaison des sollicitations (effort tranchant, moment fléchissant et effort normal) ne compromet pas la sécurité de la structure. Pour cela, les inégalités suivantes doivent être satisfaites :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \bar{\sigma}x) = \bar{\tau}1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0.6 f_{cj} - \bar{\sigma}) \times (f_{tj} + \bar{\sigma}) = \bar{\tau}2^2$$

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

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

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

**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.**

| | | Pcosα (MN) | Psinα (MN) |
|---|---|---|---|
| P1 | 1,16 | 1,16 | 0,10 |
| P2 | 1,16 | 1,16 | 0,13 |
| P3 | 1,16 | 1,15 | 0,15 |
| Somme | | 3,47 | 0,37 |

**Tableau V.27 : Contrainte tangentielle.**

| $B_n$( $m^2$) | $\sigma_x$(MPa) | $\tau_1$(MPa) | $V_{ser}$(MN) | $V_{red}$(MN) | $S_n$ ($m^3$) | $I_n$ ($m^4$) | $b_n$ (m) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.15 | 3.03 | 2.49 | 0.733 | 0.37 | 0.31 | 0.34 | 0.41 | 0.83 |

On constat que $\tau$ = **0.83 MPa** < $\tau_1$=**2.49 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.

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

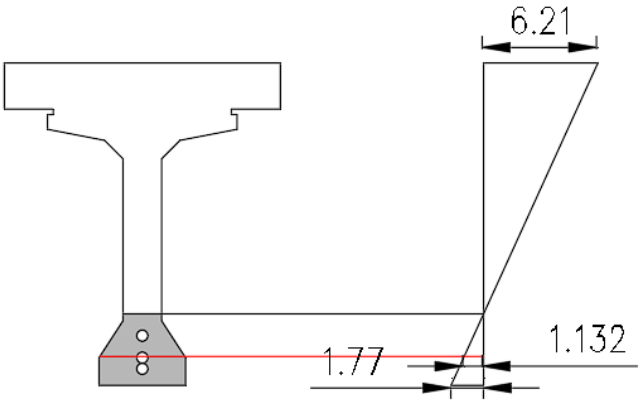
$B_t$ : Aire de la section de béton tendu.
$\sigma_{Bt}$ : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
$N_{Bt}$ : Résultante des contraintes de traction.

**Tableau V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passifs des zones tendus.**

| | |
|---|---|
| $B_t$ **(m²)** | 0.1388 |
| $\sigma_{Bt}$**(MPa)** | 1.77 |
| $N_{Bt}$**(MN)** | 0,1563 |

Donc $A_s$ **= 6.15** cm², on prend **4HA16**= **8.04** cm².

**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 $\beta_u$ que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

$\sigma_x$ , $\sigma_y$ : les contraintes normales au niveau de G $\bar{\sigma}_x = \frac{P}{B_n}$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.29 : Détermination de l'angle $\beta_u$.**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_u$**(MN)** | 0,99 | $B_n(m^2)$ | **1,15** |
| $V_{u\,red}$**(MN)** | 0,62 | $\sigma_x$ **(MPa)** | **3,03** |
| $S_n(y)$ $(m^3)$ | 0,31 | $\tau_u$ **(MPa)** | **1,40** |
| $I_n(m^4)$ | 0,34 | $\beta_u$ (°) | **21,36** |
| $b_n(m)$ | 0,41 | On prend $\beta_u$ = **30 °** | |

❖ **La deuxième étape :**

On détermine la section des armateurs transversale donnée $A_t$ par :

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

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.
$\gamma_s$ : 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **2.71 cm.**

Le pourcentage mini mum à disposer est donné par : $\frac{At}{St} \geq 0.6\frac{bn \times \gamma s}{fe}$

**St** : l'espacement des armatures telles que **st ≤ Min (1 m, 0.8h, 3b0) → st ≤ 100 cm**

### 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.

**$\tau u$ = 1.40 MPa** $\leq \frac{Fc28}{6}$ **= 5.83 MPa**

### V.6.4.3 Les armatures de peau

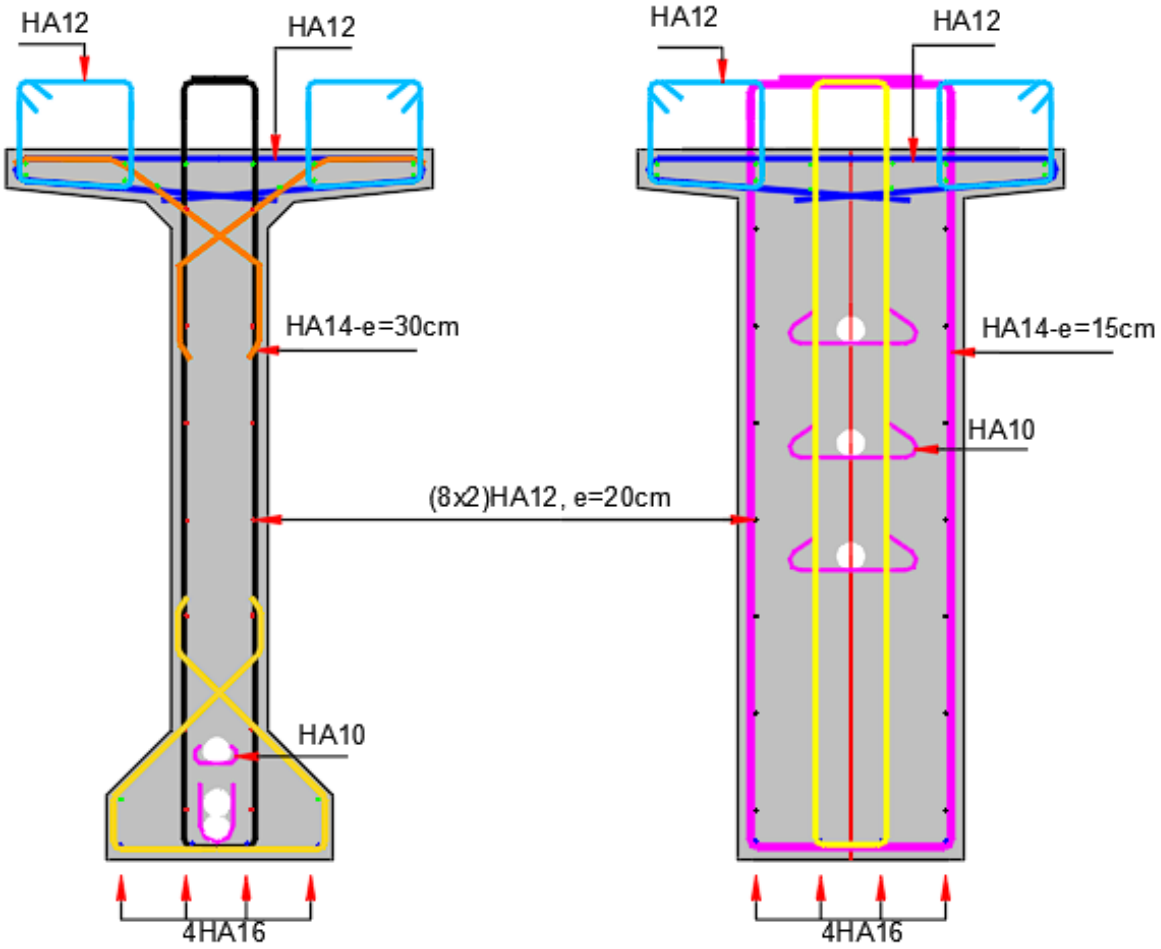
Dans le sens **transversal**, la section minimale à mettre en place est de **2.71 cm²** par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. On disposera d'un cadre HA14/ml (As = 3.08 cm²), Avec un espacement de **30 cm** à mi travée et **15 cm** en zone d'about.

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

Dans notre cas Bn = 8755 cm² à mi travée ce qui donne : 0.001 * 8755 = 8.755 cm².

On disposera de 8 barres HA12 (As = 9.05 cm2), Avec un espacement de 20 cm.

**Figure V.5 : Ferraillage de la poutre.**



## V.7 CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint représente une avancée majeure dans la construction moderne, offrant deux avantages déterminants :

- La capacité de franchir des travées de grande portée
- Une réduction notable des délais de réal isation

Ces atouts significatifs s'accompagnent cependant d'exigences strictes en matière de contrôle qualité, à respecter impérativement lors des deux phases clés :

- **Phase d'étude :**

✓ Vérifications structurales approfondies.

✓ Analyses de stabilité et de durabilité.

✓ Optimisation des paramètres de conception.

- **Phase de production :**

✓ Bétonnage (qualité du béton, mise en œuvre).

✓ Ferraillage (positionnement des armatures).

✓ Stockage (conditions de conservation).

✓ Câblage (mise en tension des armatures).

Cette approche méthodique garantit la performance structurelle tout en maintenant les avantages temporels et économiques de la préfabrication. La rigueur appliquée à chaque étape constitue la condition sine qua non pour concilier efficacité de construction et qualité finale de l'ouvrage.

# Chapitre VI

## ETUDE DE TABLIER

## VI.1 INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément central de tout pont, indépendamment de sa conception, puisqu'il supporte directement les voies de circulation. Il est formé d'une dalle, une structure plane dont la fonction principale est de transmettre les charges appliquées sur le pont aux poutres principales.

Dans ce chapitre, nous allons d'abord vérifier la flèche et la contre-flèche du tablier, avant de procéder au calcul des armatures transversales et longitudinales de l'hourdis. Enfin, nous aborderons le ferraillage des entretoises.

## VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE.

Une poutre isostatique simplement appuyée, soumise à son poids propre et à l'effet de la précontrainte, peut présenter des flèches qu'il convient d'évaluer. Nous allons calculer ces déformations à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional**, qui permet une modélisation précise du comportement de la structure.

### 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 **2 cm**.

### VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte

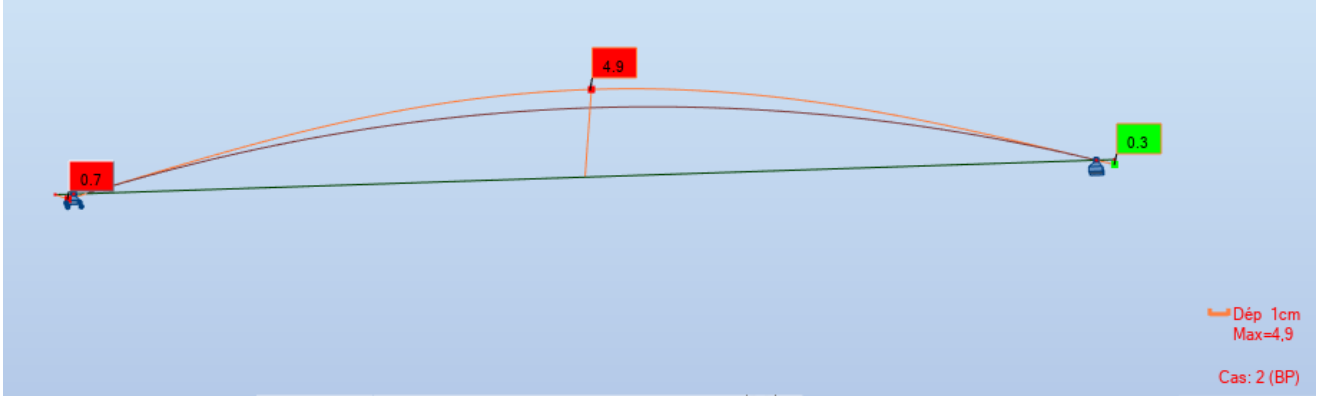



**Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.**

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 **4.9 cm**.

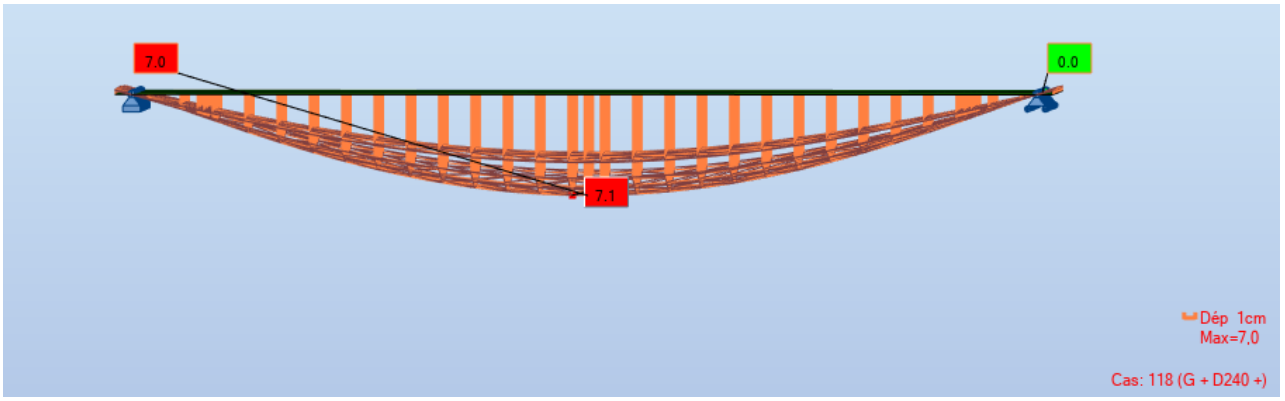
### VI.2.3 Flèche due à la Construction

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

$f_e = 3/4\ (\ |f_p| - \ |f_g|) = 3/4\ (0.049 - 0.02) =$ **2.175 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 **7.1 cm**.

### VI.2.5 Flèche Totale

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

$$f_T = f_{ELS} + f_p + f_e = 7.1 - 4.9 + 2.175 = \mathbf{4.375\ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{28.65}{500} = \mathbf{5.73\ cm}$$

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

Deux cas de sollicitation sont à distinguer :

- Sous charges d'exploitation, les efforts transmis aux entretoises sont limités. Le ferraillage requis reste donc minimal, et ce cas est généralement négligé dans leur dimensionnement.

- Sous l'effet d'un vérinage, en revanche, les efforts peuvent devenir importants, car les charges sont directement transmises aux appuis via les entretoises. Ces efforts dépendent du poids du tablier, de la puissance des vérins, ainsi que de leur nombre et de leur positionnement. Dans notre cas, par souci de symétrie, 7 points de vérinage par entretoise sont retenus. Le ferraillage sera dimensionné en conséquence, en prenant en compte ces hypothèses de chargement spécifiques.

### VI.3.2 Evaluation des efforts

L'entretoise est assimilée à une poutre continue de 11.2 m de longueur, reposant sur cinq appuis, et soumise à deux types de charges :

- Le poids propre de l'entretoise (calculé automatiquement avec le logiciel)

- Des charges reparties, représentant les poids des poutres principales, de la dalle, et des charges permanentes complémentaires.

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

Avec :

G' : poids de tablier sans entretoises par mètre linéaire **G'= 243.8 KN/ml**

L : la longueur de la travée **L= 28.65 m**

AN : 243.8 × 28.65/2 = **3492.49 KN**

**Figure VI.4 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.**

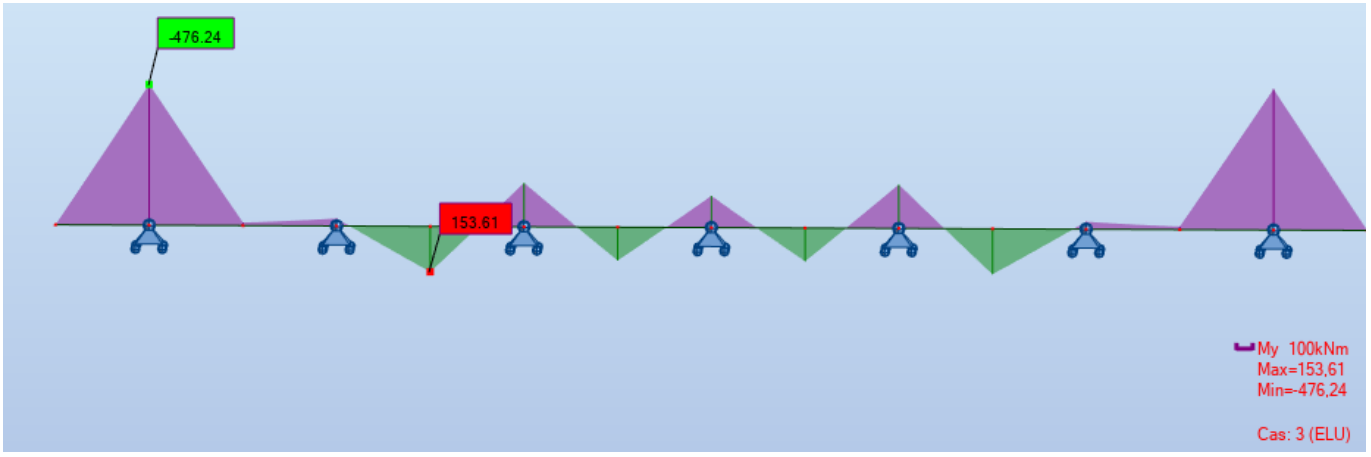



**Figure VI.5 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.**

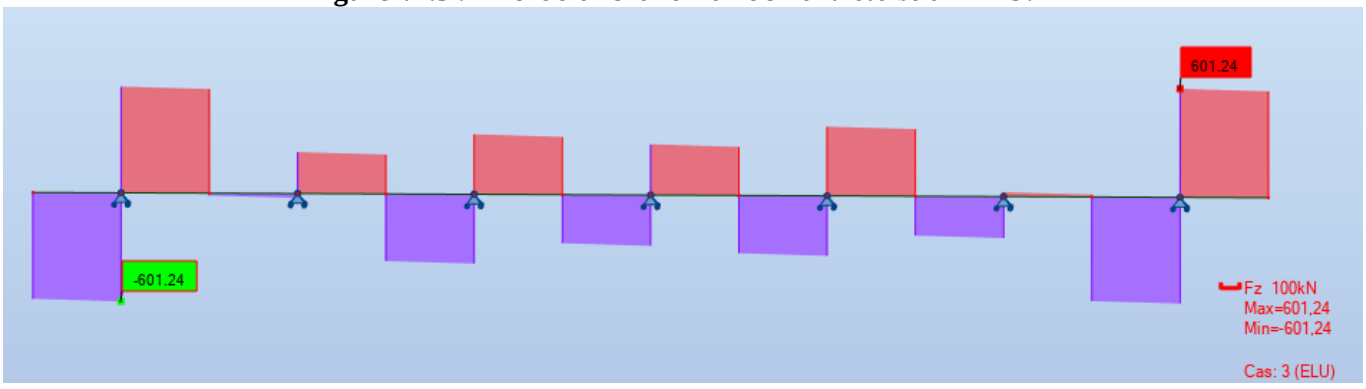
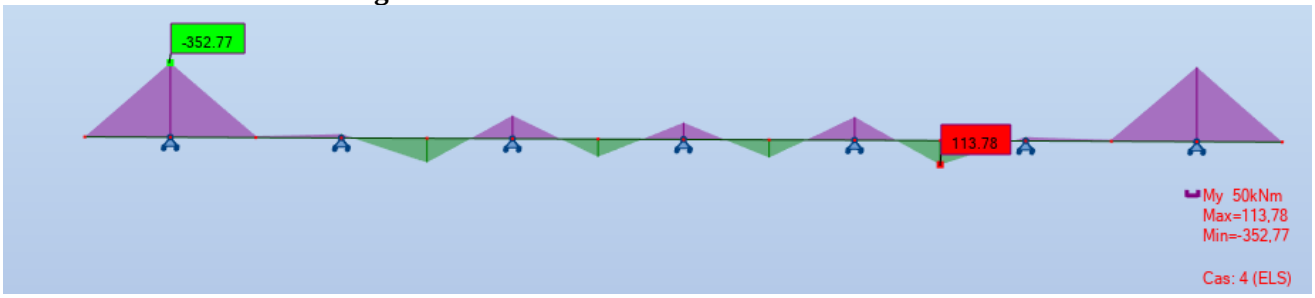


**Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.**



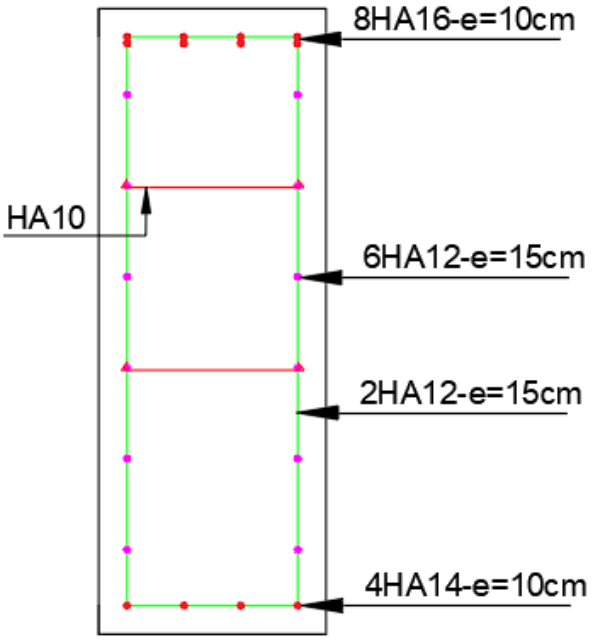

### VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise

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** | 14.8 | 8HA16 | 10 |
| **Longitudinale inférieure** | 4.6 | 4HA14 | 10 |
| **Armateurs transversale** | 2.3 | 2HA12 | 15 |
| **Armateurs de peau** | ≥ 3 $cm^2$/ml | HA12 | 15 |

**Figure VI.7 : Ferraillage de l'entretoise.**



## VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS :

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

L'hourdis subit deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le 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 : **12.6 m.**
- La longueur : **le long de l'ouvrage.**

### VI.4.2 Evaluation des efforts :

Pour l'évaluation des efforts, on va prendre en compte le modèle calculé avec ROBOT pour avoir les moments dans la dalle selon xx' et yy', on a eu les résultats suivants :

**Figure VI.8 : Moment max de la dalle selon YY' à l'ELS.**

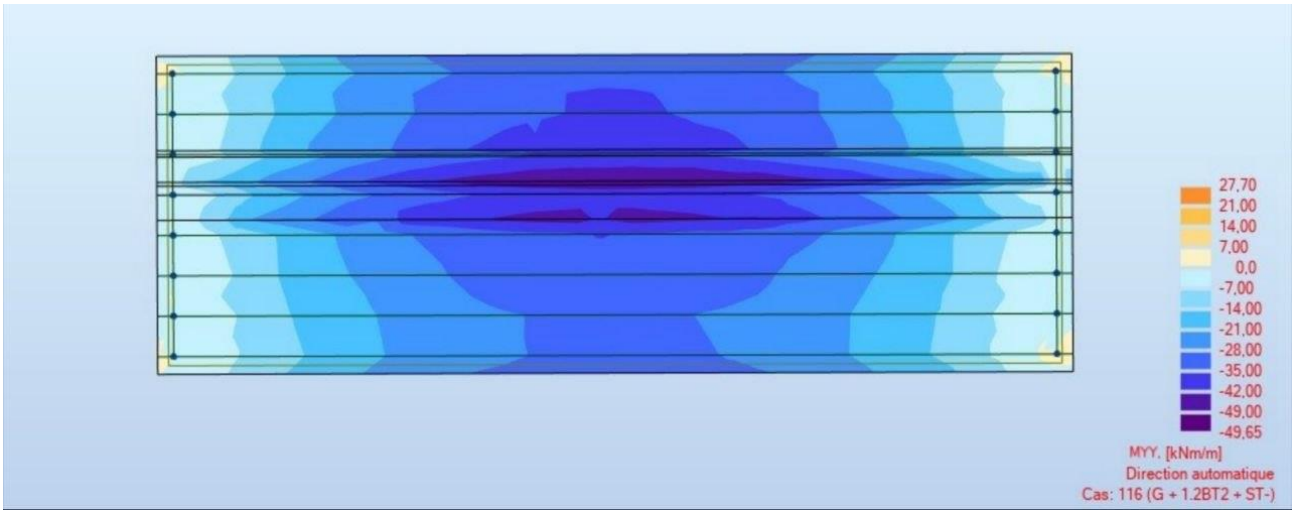
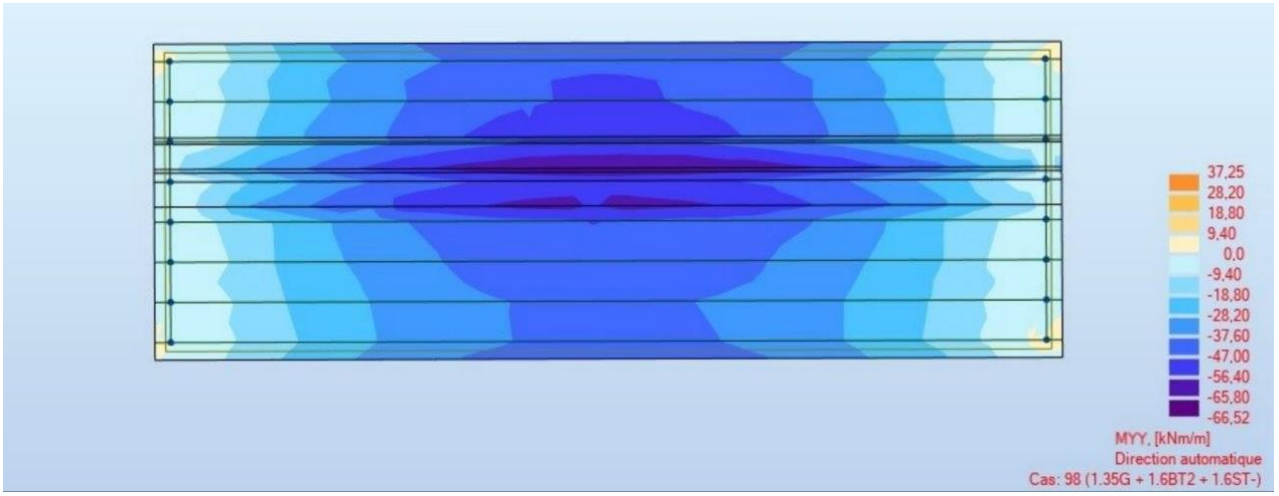



**Figure VI.9 : Moment max de la dalle selon YY' à l'ELU.**




D'après les diagrammes ci-dessus on a :

**Tableau VI.10 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.**

| ELS | | ELU | |
|---|---|---|---|
| **Moment sur appui (KN.m)** | **Moment à mi travée (KN.m)** | **Moment sur appui (KN.m)** | **Moment à mi travée (KN.m)** |
| 27.7 | -49.65 | 37.25 | -66.52 |

### VI.4.3 Ferraillage de la dalle

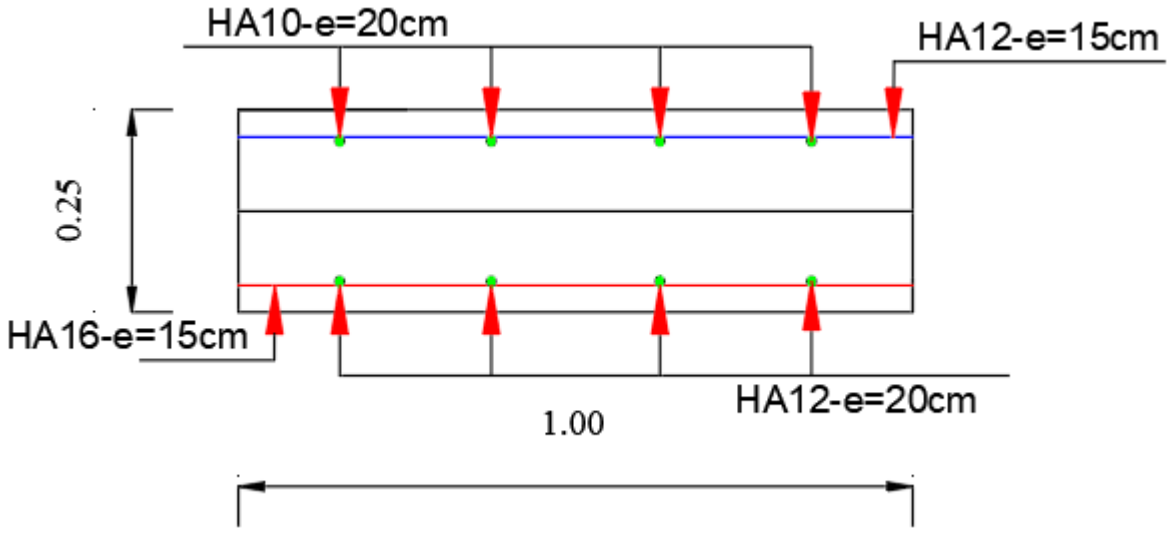
Les résultats de calcul de ferraillage **transversal présenté** dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'**Annexe D**.

Les armatures **longitudinale** égale à 1/3 de la section As des armatures transversales.

**Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de La dalle.**

| Nappe | Amateurs transversale | | | Amateurs longitudinale | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | As ($cm^2$) | Ø (mm) | e (cm) | As ($cm^2$) | Ø (mm) | e (cm) |
| **Supérieure** | 6.1 | HA12 | 15 | 2.03 | HA10 | 20 |
| **Inférieure** | 11.3 | HA16 | 15 | 3.77 | HA12 | 20 |

**Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle.**




## VI.5 CONCLUSION

L'étude du tablier a permis de vérifier sa stabilité et son bon dimensionnement face aux différentes sollicitations. Les résultats obtenus pour la flèche, les entretoises et l'hourdis confirment la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires et assurent sa sécurité en service.

# Chapitre VII

## ETUDE DES EQUIPEMENTS DE PONT

## VII.1 INTRODUCTION

Les équipements, qui englobent une diversité de dispositifs par leur nature, leur conception et leur mode de fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la pérennité d'une structure, garantissant son bon fonctionnement et la sécurité des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements critiques pour l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée, en nous focalisant sur leur comportement aux états limites ultimes et accidentels, en particulier sous sollicitation sismique.

## VII.2 APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui, éléments d'interface stratégiques, relient le tablier aux appuis en transmettant les efforts verticaux et horizontaux tout en permettant des mouvements contrôlés pour limiter les contraintes et préserver l'intégrité de l'ouvrage.

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

D'après le guide technique SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté », les AAEF (Appareils d'Appui en Élastomère Fretté) et les AAP (Appareils d'Appui à Pot) constituent près de 90% des dispositifs d'appui employés dans la construction des ponts.

Pour notre ouvrage, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté en raison de leurs multiples avantages :

- **Simplicité d'installation** : mise en œuvre aisée, réglage précis et contrôle facilité.
- **Répartition optimale des efforts** : distribution efficace des sollicitations horizontales sur plusieurs appuis.
- **Maintenance réduite** : fonctionnement fiable sans nécessiter d'entretien particulier.
- **Rentabilité** : coût d'acquisition et d'installation compétitif.

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

Les appareils d'appui de type B présentent une structure stratifiée composée de :

- **n+1 frettes métalliques** (**n** étant le nombre de couches intermédiaires).
- **n feuillets élastomères** d'épaisseur uniforme.

Cette configuration est complétée par un enrobage périphérique comprenant :

- **Sur les faces latérales :** une couche d'élastomère d'épaisseur minimale de **4 mm.**
- **Sur les faces supérieure et inférieure** : un revêtement élastomère nominal de **2,5 mm.**

### VII.2.2.1 Evaluation des efforts appliquent sur les appareils d'appuis :

**Tableau VII.1 : Sollicitations et déplacements de calcul sur les appareils d'appui**

| | $F_z$(KN) | $\alpha_a$ (rad) | $H_x$(KN) |
|---|---|---|---|
| **1.35G+1.35 D240** | 990 | $4.729 . 10^{-3}$ | 0 |
| **1.35G+1.6ST+1.6BC1** | 793.30 | $3.892 . 10^{-3}$ | 96.79 |
| **$G_{min}$** | 464.88 | $1.309 . 10^{-3}$ | 0 |

$\alpha_a = \frac{2 \cdot f_{max}}{L}$, avec : $f_{max}$ = flèche maximale du tablier (m)

$\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4} \quad et \quad \varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

$\Delta l_T = \alpha . l_0 . \Delta T = 9.9 \times 10^{-6} \times \frac{27.65}{2} \times 50 = 0.0068m = 0.68\ cm$

$\Delta l_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) . l_0 = 8.5 \times 10^{-4} \times \frac{27.65}{2} = 0.0118m = 1.18\ cm$

$H_x$= effort de freinage.

Sauf dispositions particulières (notamment pour les appareils d'appui provisoires des ponts poussés) et sous réserve de vérifications complémentaires, la contrainte moyenne de compression doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A', en fonction des dimensions de l'appareil d'appui.

Dans le cadre de cette étude, la valeur retenue correspond à la borne supérieure de cet intervalle, soit 20 MPa.

$$A' > \frac{F_z}{20} = \frac{990 \times 10^{-3}}{20} = 495\ cm^2$$

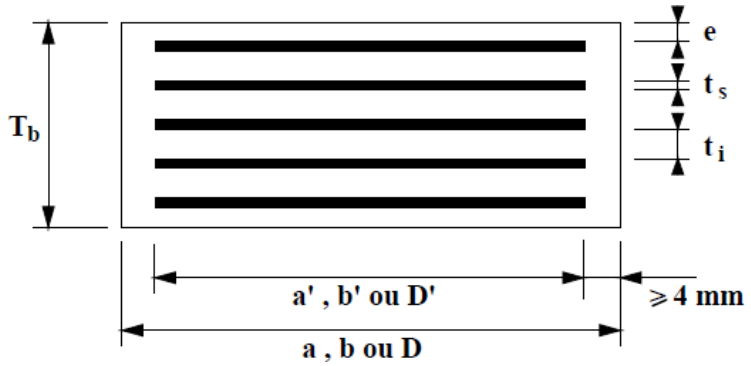
### VII.2.2.2 Aire l'appareil d'appui

Le dimensionnement en plan des appareils d'appui est conditionné par deux critères fondamentaux sous sollicitation ultime :

- **Stabilité géométrique** : prévention du phénomène de cheminement (glissement relatif).
- **Intégrité du matériau** : limitation de la contrainte de compression pour éviter l'écrasement de l'élastomère.

Ces vérifications s'effectuent sous l'effet de la réaction maximale à l'État Limite Ultime (**ELU**), conformément aux prescriptions normatives.

**Figure VII.1 : Dimensionnement d'appareil d'appui**




- a (a') : dimension de l'élastomère (ou de la frette) dans le sens longitudinal du pont.
- b (b') : dimension de l'élastomère (ou de la frette) dans le sens transversal, avec (a \leq b).
- (ti) : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- (ts) : épaisseur d'une frette élémentaire.
- (Tb) : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : Tb = n (ti + ts) + ts + 2e
- (Te) : épaisseur nominale totale d'élastomère : Te = n ti + 2e
- (Tq) : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement : Tq = n ti + 2e
- (n) : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- (e) : épaisseur de l'enrobage.

**Hauteur nette d'élastomère :**

La condition généralement dimensionnant est celle de la déformation en cisaillement ($\varepsilon_q$), liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci résulte principalement du déplacement imposé par les variations uniformes de température de la structure, auquel peut s'ajouter le déplacement engendré par les efforts de freinage.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \quad avec \ V_x = V_1 + V_2$$

- V1 : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait et fluage, V1 = 1.86 cm
- V2 : déplacement horizontal maximal dû au freinage.

$$V_x = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_x \times T_q}{2G \times a \times b} = 1.86 + \frac{96.79 \times T_q \times 10^{-3}}{2 \times 0.9 \times 795 \times 10^{-4}} = 1.86 + 0.676\, T_q$$

$$d'ou\ T_q \geq \ 4.91\ cm$$

Donc on peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 10 mm et 2 enrobages de 5 mm, soit **Te = 50mm.**

**Dimensions en plan :**

On peut donc choisir un appareil parmi la gamme des produits disponibles, en respectant la surface minimale donnée en VII.2.2.1 mais en conservant une pression moyenne minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale.

On détermine donc une surface maximale :

$$A' \leq \frac{F_z}{3} = \frac{464.88}{3} = 0.155\ m^2 \qquad soit\ \ 1500\ cm^2$$

Les dimensions sont donc : 300x400

Nota : La surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage totale de

On choisit habituellement un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a, parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation (a < b). Ceci conduit à choisir un appareil d'appui de **300 x 400.**

Soit la valeur a'=0.292m b'=0.392 m et A'=0.114464 m2

**Nouveau calcul du déplacement total :**

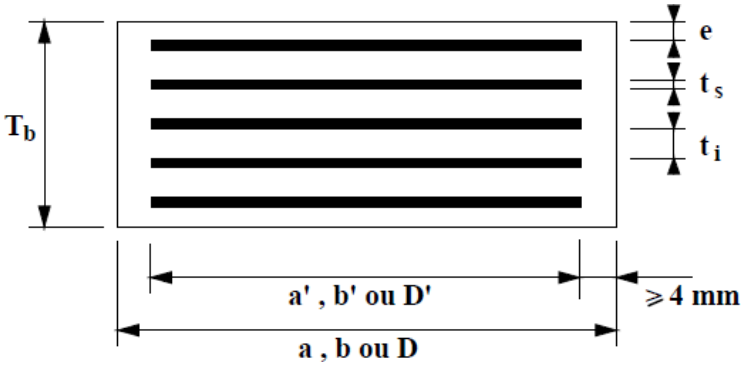
$V_1$= 1.86 cm $V_2 = \frac{96.79 \times 0.05}{2 \times 0.9 \times 0.12} = 0.0224m = 2.24cm$ $V_x = 4.1\ cm$

On retiendra donc Vx=max (4.1 ; 1.43 ; 1) Vx=4.1 cm

$$A_r = A'\left(1 - \frac{V_x}{a'}\right) = 0.114464\left(1 - \frac{0.0403}{0.292}\right) = 0.099m^2 = 0.1m^2$$

**Tableau VII.2 : Dimensions de l'appareil d'appui.**

| Dimension | Valeur |
|---|---|
| **a** | 300 mm |
| **b** | 400 mm |
| $t_i$ | 10 mm |
| $t_s$ | 3 mm |
| **n** | 4 |
| **e** | 5 mm |
| $T_b$ | 65 mm |
| **T** | 50 mm |



## VII.3 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON SETRA

### VII.3.1 Stabilité au flambement

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement. Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, vaut :

$$S_1 = S = \frac{a' \times b'}{2t(a' + b')} = \frac{0.292 \times 0.392}{2 \times 0.01(0.392 + 0.292)} = 8.36$$

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} = \frac{990 \times 10^{-3}}{0.1} = 9.9\ Mpa \qquad Avec\ A_r = 0.1\ m^2$$

L'épaisseur totale d'élastomère est de Te= 50 mm.

$$\sigma_{lim} = \frac{S_l \times 2 \times G \times a'}{3 \times T_e} = \frac{8.36 \times 2 \times 0.9 \times 0.292}{3 \times 0.05} = 29.29\ Mpa$$

D'où $\sigma_{lim} = 29.29\ Mpa > \sigma_m = 9.9 Mpa$ → Condition vérifiée.

### VII.3.2 Respect de la limite de déformation

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} < 7.$$

- **Cas n° 1 Effort vertical maximum avec déplacement dû à l'effet thermique :**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5\ F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 990}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 1.97$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = 0.0186\ m \qquad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.0186}{0.05} = 0.372$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.007729) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.775$$

$$(\alpha = 0.003\ defaut\ de\ pose); \alpha_b\ est\ très\ petite\ donc\ est\ négligeable.$$

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} = 0.372 + 0.775 + 1.97 = 3.117 < 7$ → Condition vérifiée.

- **Cas n° 2 Effort vertical avec déplacement dû au freinage**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5\,F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 793.30}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 1.58$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = V_1 = 4.1\ cm \qquad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{Tq} = \frac{0.0410}{0.05} = 0.82$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)t_i}{2\sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.006892) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.691$$

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} = 1.58 + 0.82 + 0.691 = 3.091 < 7$ → Condition vérifiée.

- **Cas n° 3 Effort vertical du au poids propre (CP+CCP) :**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5\,F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 464.88}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 0.93$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = 0 \qquad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{Tq} = 0$$

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)t_i}{2\sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.004309) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.432$$

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} = 0.93 + 0 + 0.432 = 1.362 < 7$ → Condition vérifiée.

### VII.3.3 Stabilité en rotation

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui. Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum. Dans notre cas, c'est la combinaison n° 1 $\alpha_{max} = 4.729\,.10^{-3}$ Soit, avec le défaut de rotation initial de $3 \times 10^{-3}$, une valeur de $\alpha_a = 7.729 \times 10^{-3}$ pour Vmax = 0.99 MN, on calcule le tassement pour les 4 feuillets de 10 mm. Tassement théorique : (avec le coefficient de forme pour le feuillet de 10 mm, S1 = 8.36).

$$\sum V_z \geq \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)}{K_r}$$

$$V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'}\left(\frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b}\right) = \frac{0.99 \times 5 \times 0.01}{0.114464}\left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 8.36^2} + \frac{1}{2000}\right) = 0.00159m = 1.59\ mm$$

Valeur de stabilité en rotation : $\frac{(a\prime\alpha_a+b\prime\alpha_b)}{K_r} = \frac{0.292^2\times0.007729+0.392^2\times0}{3} = 0.000220\ m = 0.22\ mm.$

$\sum V_z = 1.59\ mm \geq \frac{(a\prime\alpha_a+b\prime\alpha_b)}{K_r} = 0.22\ mm \rightarrow$ Condition vérifiée.

### VII.3.4 Traction des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est : $t_s \geq \frac{2.6\times F_z\times t_i}{A_r\times F_y}$ $ou\ 2.6t_i = K_p(t_1+t_2)\ avec$ $K_p = 1.3$ Pour les frettes en acier S235 dont la limite elastique est $f_y = 235\ Mpa$ On aboutit alors à la valeur de l'épaisseur minimale en règle générale sous effort vertical maximum :

$$t_s = \frac{2.6\times0.99\times0.01}{0.1\times235} = 0.0011\ m$$

Pour un appareil d'appui de 300 x 400, on prendra des frettes de 3 mm d'épaisseur.

### VII.3.5 Condition de non-glissement

On vérifie également la condition de non-glissement, ce qui ne présente généralement pas de difficulté. C'est donc le cas de charge de freinage associé à la température uniforme qui est a priori déterminant sous $V_{min}$.

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r} = \frac{0.7933}{0.1} = 7.933\ Mpa$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{1.5\times0.6}{7.933} = 0.213 \qquad K_f = 0.6\ pour\ le\ Béton$$

$$F_{xy} = \left(\frac{V_x}{T_q}\times G\times a'\times b'\right) + H_x = \left(\frac{0.041}{0.05}\times0.9\times0.292\times0.392\right) + 0.09679$$

$= 0.181MN \leq \mu_e F_z = 0.213\times0.7933 = 0.169MN \rightarrow$ Condition non vérifiée.

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

**Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des vérifications aux états limites ultimes (ELU) des appareils d'appui.**

| Vérification | ELU | Etat |
|---|---|---|
| Limitation de distorsion | $\varepsilon_{cd}+\varepsilon_{qd}+\varepsilon_{\alpha d} < 7$ | Vérifier |
| Traction dans les frettes | Flexion simple et torsion | Vérifier |
| Limite en rotation | $\sum V_z \geq \frac{(a'^2\alpha_a + b'^2\alpha_b)}{K_r}$ | Vérifier |
| Stabilité au flambement | $\frac{S_l\times2\times G\times a'}{3\times T_e} > \frac{V_{max}}{A_r}$ | Vérifier |
| Non-glissement | $F_{xy} \leq \mu_e F_z$ | NON Vérifier |

## VII.4 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.4.1 Dimensionnement des Dés d'Appui

❖ **Dimensions en plan :**

Les dimensions ($a_1$, $b_1$, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui comme suit :

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.175 \text{ m} ; \text{avec} : a_1 \geq a + h/2 ; b1 \geq b + h/2$$

On prend donc : $\mathbf{a_1 = 0.4\ m}$ et $\mathbf{b_1 = 0{,}5\ m}$

### VII.4.2 Ferraillage de Dé d'appui

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%** $N_{max}$ :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 0.99}{434.78} = \mathbf{5.69}\ \text{cm}^2 ;\ \text{on prend : } \mathbf{4HA14 = 6.16}\ \text{cm}^2$$

❖ **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.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 0.99}{434.78} = \mathbf{2.85}\ \text{cm}^2 \ ;\ \text{on prend : } \mathbf{4HA10 = 3.14}\ \text{cm}^2$$

❖ **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**.

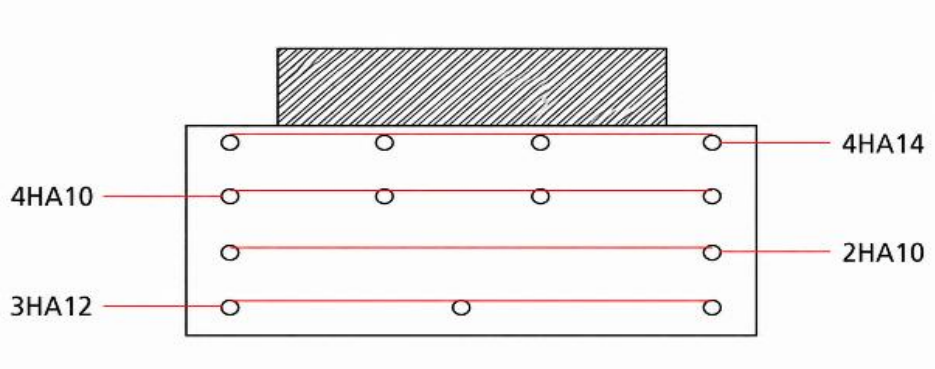
$$A_h = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 0.99}{434.78} = \mathbf{0.91}\ cm^2$$ ; on prend : **2HA10 = 1.57** $cm^2$

❖ **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.

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 0.99}{434.78} = \mathbf{2.28}\ cm^2$$ ; on prend : **3HA12 = 3.39** $cm^2$

**Figure VII.2 : Ferraillage de dé d'appui.**




## VII.5 PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé conçus pour limiter le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme.

Pour notre ouvrage, deux plots parasismiques ont été retenus, avec les caractéristiques suivantes :

- **Hauteur :** 55 cm
- **Dimensions en plan :** 50 × 50 $cm^2$
- **Espacement par rapport à la poutre :** 5 cm

## VII.6 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif conçu pour garantir la continuité de la circulation au niveau d'une coupure de tablier, tout en permettant sa libre dilatation. Il évite ainsi les variations dimensionnelles brutales dues aux changements de température, aux sollicitations du trafic et aux comportements différentiels des matériaux.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs critères, notamment :

- **La capacité de souffle** (amplitude de mouvement admissible).
- **L'intensité du trafic** (charge et fréquence des véhicules).

### VII.6.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint représente l'amplitude maximale de déplacement relatif entre les deux extrémités du joint, mesurée entre leurs positions extrêmes.

Seule la composante longitudinale de ce déplacement est prise en compte dans l'évaluation. Selon **RPOA 2008**, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$\mathbf{W = W_D + 0.3\ W_T + \frac{W_S}{3}}$$

**W** : souffle total du joint.

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

$W_D = \varepsilon_{r+f} \times l_0$ = **0.0118 m**.

$W_T$ : souffle thermique ; $W_T = \alpha \times l_0 \times \Delta t$ = **0.0068 m**.

$W_s$ : souffle sismique ; $W_s$ = **0 m**.

Donc : **W = 0.014 m.**

### VII.6.2 Type de joint

Compte tenu du souffle calculé **W = 14 mm < 50 mm**, le joint de chaussée retenu est le **joint JEP 3 de la gamme CIPEC Freyssinet**, dont la capacité nominale de 30 mm offre une marge de sécurité suffisante. Ce joint à hiatus, posé dans l'épaisseur des enrobés sans réservation dans la structure, convient parfaitement aux ouvrages neufs en béton précontraint soumis à de faibles amplitudes de déplacement.

**Figure VII.3 : type de joint 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 | - | - | - | - | - |

## VII.7 CONCLUSION

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental dans sa conception, son dimensionnement et sa durabilité. Ils garantissent la fonctionnalité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, notamment lors d'un séisme, en contribuant à sa stabilité et à sa résistance aux sollicitations extrêmes.

# Chapitre VIII

## ETUDE D'INFRASTRUCTURE

## VIII.1. Introduction

L'infrastructure d'un pont regroupe les éléments porteurs que sont les culées et les piles, chargés de transmettre les efforts issus de la superstructure vers le sol par l'intermédiaire des fondations. Cette partie portera sur l'évaluation des efforts sollicitant ces éléments, leur vérification aux états limites, ainsi que la détermination du ferraillage nécessaire pour assurer leur résistance.

## VIII.2. Etude de la pile

La pile est un élément vertical de l'infrastructure qui assure un appui intermédiaire entre les culées. Elle permet de transmettre les charges de la superstructure vers le sol à travers les fondations. Une pile se compose généralement de trois parties principales : le chapeau ou chevêtre, qui reçoit directement le tablier ; le fût ou corps de pile, qui constitue l'élément porteur vertical ; et la fondation, qui assure l'ancrage de la pile dans le sol.

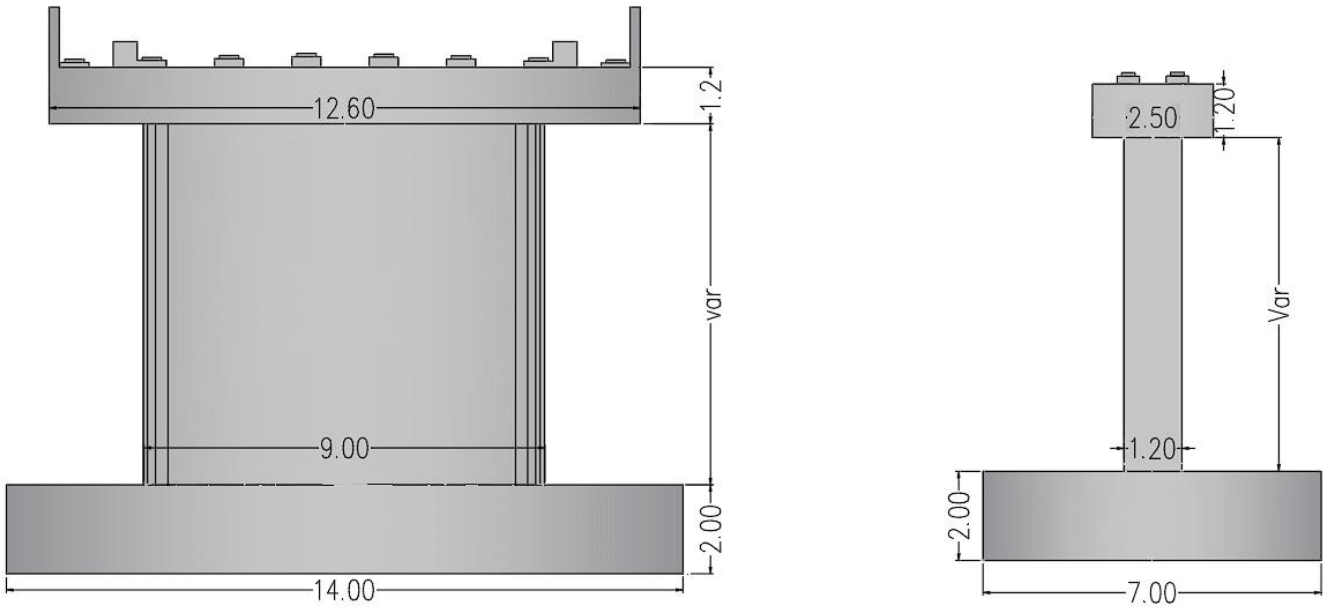
### VIII.2.1 Conception de la pile

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles voiles pleines, surmontées d'un chevêtre

**Tableau VIII.1 : implantation et hauteurs des piles**

| Désignation | Pile 01 | Pile 02 | Pile 03 |
|---|---|---|---|
| PK | 0+72.560 | 0+101.339 | 0+130.089 |
| Hauteur de la pile (m) | 7.86 | 8.69 | 7.62 |

**Figure VIII.1 : dimensions de la pile**



### VIII.2.2 Vérification vis-à-vis le flambement

L'élancement λ doit être inférieur ou égal à 70 afin de satisfaire la vérification au flambement. Il est défini par la relation :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{Lf}{i} \leqslant 70}$$

- Lf est la longueur de flambement de la pile la plus haute, déterminée par la formule : **Lf=0,7 L0**
- L0 est la hauteur du fût
- i est le rayon de giration de la section. $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}\ (trans), i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}\ (longi)$

**Tableau VIII.2 : Vérification vis-à-vis le flambement**

| | | |
|---|---|---|
| L0 | 7.5 | |
| Lf | 5.25 | |
| ix | 0.346 | |
| iy | 2.598 | |
| λx | 15.173 | ⩽ 70 |
| λy | 2.021 | |

Pas de risque de flambement

### VIII.2.3 Évaluation des charges

La pile est soumise à son propre poids, au poids du chevêtre et du tablier, ainsi qu'aux CCP et aux charges roulantes, selon les combinaisons de charges prévues. Ces actions se traduisent par des efforts verticaux, horizontaux et des moments fléchissant.

Pour évaluer ces sollicitations, la pile sera modélisée comme un poteau encastré à sa base.

On va étudier la pile la plus haute (pile 02).

**Tableau VIII.3 : Vérification vis-à-vis le flambement**

| Évaluation des efforts | | | |
|---|---|---|---|
| Efforts verticaux (kn) | Tablier | | 7159 |
| | Chevêtre | | 945 |
| | Corps de la pile | | 2025 |
| | AL | | 1503.08 |
| | BC | | 1218,22 |
| | MC120 | | 1145,69 |
| | D240 | | 2044,12 |
| | ST | | 107.44 |
| Efforts horizontaux longitudinaux (kn) | F r+f | | 169.22 |
| | F t | | 98.54 |
| | Freinage | AL | 108.28 |
| | | BC | 180 |
| Moments horizontaux (Kn.m) | F r+f | | 1810,63 |
| | F t | | 1054,43 |
| | Freinage | AL | 1158,64 |
| | | BC | 1926,00 |

Les sollicitations maximales à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS) au niveau de la base de la pile sont données par le tableau suivant :

**Tableau VIII.4 : Résultats des appuis á l'ELS et á l'ELU**

| | | F v x (Kn) | R h (Kn) | M hy (kn.m) |
|---|---|---|---|---|
| **ELS** | **G+1.2Al+ST** | 12040,13 | 358,29 | 3833,66 |
| | **G+1.2Bc+ST** | 11698,30 | 444,34 | 4754,49 |
| | **G+Mc120** | 11274,68 | 228,34 | 2443,29 |
| | **G+D240** | 12173,12 | 228,34 | 2443,29 |
| **ELU** | **1.35G+1.6Al+1.6ST** | 16250,98 | 490,39 | 5247,17 |
| | **1.35G+1.6Bc+1.6ST** | 15795,20 | 605,13 | 6474,94 |
| | **1.35G+1.35Mc120** | 15220,82 | 317,13 | 3393,34 |
| | **1.35G+1.35D240** | 16433,71 | 317,13 | 3393,34 |

### VIII.2.4 Ferraillage de la pile

Les résultats de ferraillage sont détaillés dans l'annex C et résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.5 : résultats de ferraillage de la pile**

| Armatures | Effort max | ELU | ELS | As (cm²) | n | Ø | e (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Longitudinales | F v (Kn) | 15795,20 | 11698,30 | $As_1$ =108 cm² $As_2$ =108 cm² | 35 | 20 mm | 20 |
| | M hy (kn.m) | 6474,94 | 4754,49 | | 35 | 20 mm | 20 |
| Transversal | Rh x (Kn) | 605,13 | 444,34 | 2.3 cm² | 2 | HA12 | 15 |

**Figure VIII.2 : ferraillage de la pile**

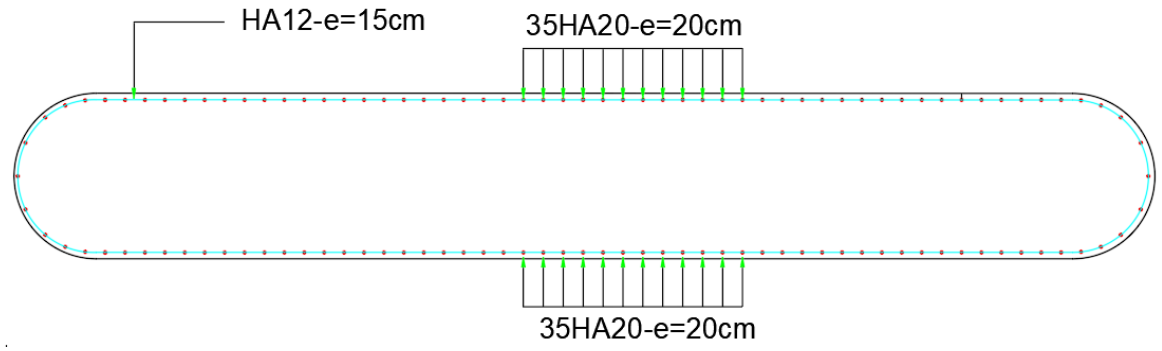
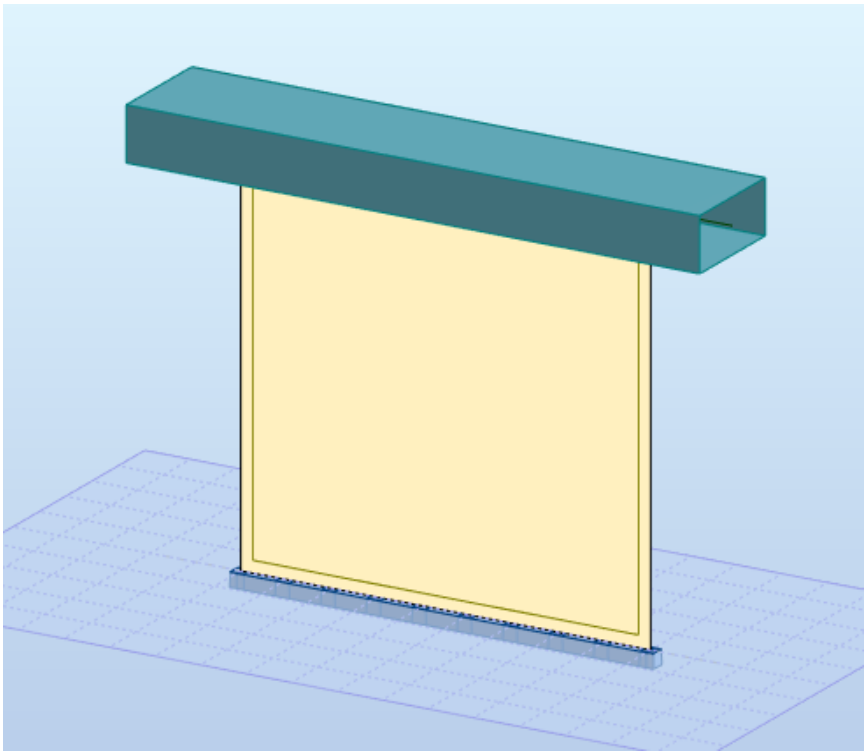



**Figure VIII.3 : modélisation de la pile.**



### VIII.2.5 Ferraillage du chevêtre

La modélisation du chevêtre avec le logiciel Robot á donné les résultats suivants :

**Figure VIII.4 : moment á l'ELS**

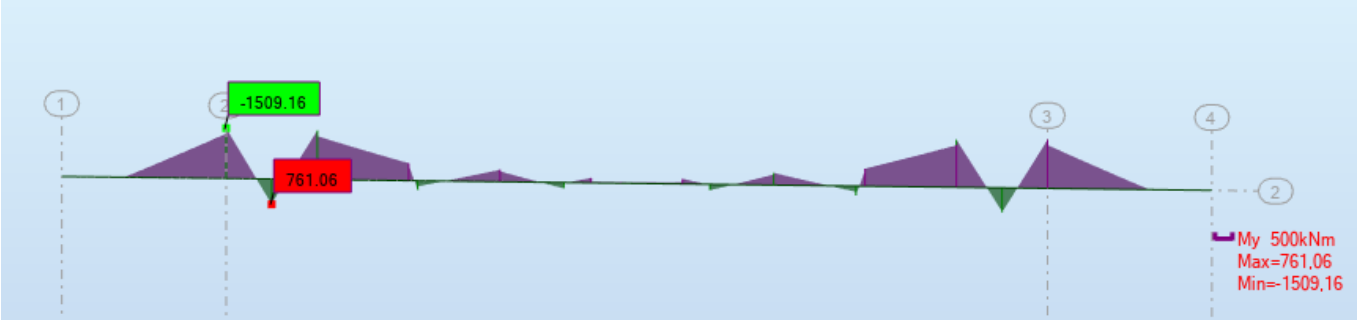



**Figure VIII.5 : moment á l'ELU**

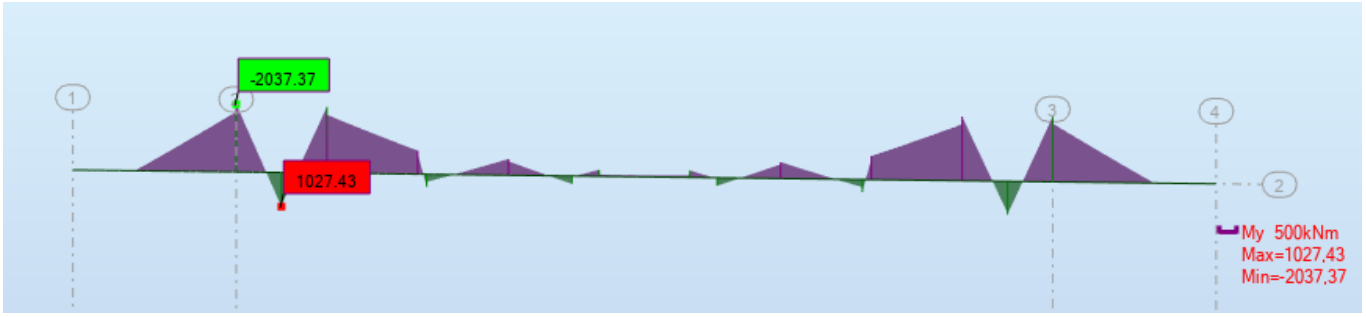
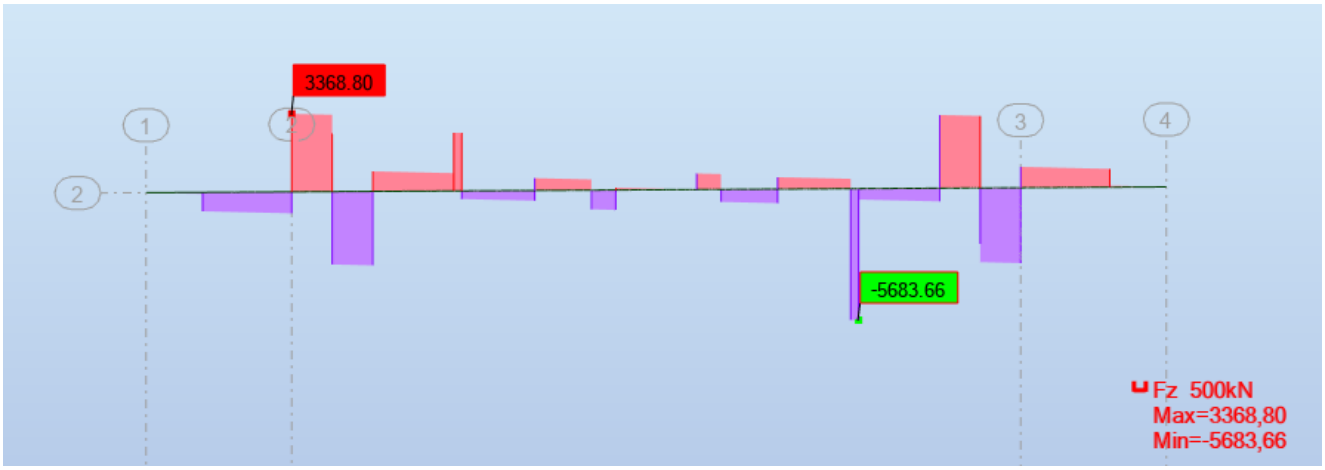



**Figure VIII.6 : effort tranchant á l'ELU**




Les résultats de ferraillage sont détaillés dans l'annex D et résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.6 : ferraillage du chevêtre**

| Armatures | | Effort max | ELU | ELS | As ($cm^2$) | Ø | e (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Longitudinal | Nappe sup | Moment max (kn.m) | 2037.37 | 1509.16 | 56.5 | 12HA25 | 20 |
| | Nappe inf | Moment max (kn.m) | 1027.43 | 761.06 | 28.7 | 6HA16 +6HA20 | 20 |
| Transversal | | Effort tranchant (kn) | 5863.66 | / | 6.3 | 2HA20 | 10 |

**Dimensionnement á la torsion :**

Le moment de torsion au niveau du chevêtre résulte de l'application de charges excentrées par rapport au plan de symétrie, aussi bien en phase de construction qu'en phase de service. Pour son étude, on considère une section rectangulaire de hauteur égale à celle du chevêtre, et dont la largeur est limitée par :

$$Lt = Lc \; si \; Lc \leqslant Ø + Hc$$

$$Ht = Ø + Hc \; si \; Lc > Ø + Hc$$

La contrainte de torsion est donnée par :

$$\tau b = \frac{C}{2 \times \Omega \times bn}$$

Avec :

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn = Hc/6

C : moment de torsion maximale par ml, C = R × e

Ω : l'aire de la torsion, Ω = (Hc - bn ) × (Lt - bn)

La section de ferraillage est donnée par la formule suivante

$$As = \frac{1}{\sigma a} \times \frac{c \times p}{2\Omega}, c = \max(c1; c2)$$

Avec :

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

$\bar{\sigma}\bar{a}$ : contrainte admissible de l'acier, σa = 2/3 Fe

**Application numérique :**

On a Lc = 2.5 m, Hc = 1.2 m Ø = 1.2

Hc + Ø = 2.4 m < Lc alors Lt = Hc + Ø = 2.4 m

C = 81.12 kn.m/ml

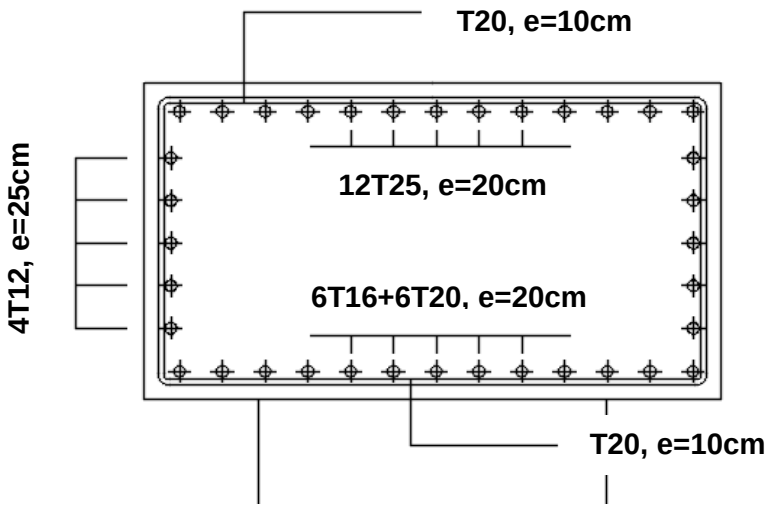
bn = 0.20 m

P = 6.8 m

Ω = 2.2 m²

As = 3.76 cm² on prend 4HA12 avec : e = 25 cm

**Figure VIII.7 : ferraillage du chevêtre**



### VIII.2.6 Stabilité de la semelle

La semelle est l'élément de fondation situé à la base d'un appui (pile ou culée), chargé de répartir les charges transmises vers le sol.

L'évaluation des charges appliquées sur la semelle sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.7 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle de la pile**

| Désig | N (KN) | H (KN) | /Fv/O/a (y/a,o) | /FH/O/a (y/a,o) | MFv/o Kn.m | MFH/o Kn.m |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Semelle | 4900,00 | / | 3.5 | / | 17150,00 | / |
| Corps de la pile | 2025,00 | / | 3.5 | / | 7087,50 | / |
| Chevetre | 945,00 | / | 3.5 | / | 3307,50 | / |
| G Tablier | 7158,99 | / | 3.5 | / | 25056,48 | / |
| Hf+r | / | 169,22 | / | 10,70 | / | 1810,63 |
| HT° | / | 98,54 | / | 10,70 | / | 1054,43 |
| (Al) | 1503,08 | 108,28 | 3.5 | 10,70 | 5260,79 | 1158,64 |
| (Bc) | 1218,22 | 180,00 | 3.5 | 10,70 | 4263,77 | 1926,00 |
| Mc120 | 1145,69 | / | 3.5 | / | 4009,91 | / |
| D240 | 2044,12 | / | 3.5 | / | 7154,43 | / |
| ST | 107,44 | / | 3.5 | / | 376,03 | / |

Le tableau qui suit résume les efforts appliqués sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables :

**Tableau VIII.8 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables**

| | N (kn) | H (kn) | Mh (kn.m) | Mn (kn.m) | M0 (kn.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| ELS | 16940,13 | 358,29 | 3833,66 | 59290,46 | 63124,12 |
| ELU | 22865,98 | 490,39 | 5247,17 | 80030,91 | 85278,08 |

**Vérification de la stabilité :**

**a. Renversement :**

On vérifié l'inégalité suivante : **(Mn + Mh)/N > B/3**

**Tableau VIII.9 : Vérification de renversement**

| | | | e (m) | B/3 (m) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 16940,13 | 3.73 | 2.33 | **Vérifiée** |
| | Mv (kn.m) | 59290,46 | | | |
| | Mh (kn.m) | 3833,66 | | | |
| ELU | N (kn) | 22865,98 | 3.73 | 2.33 | **Vérifiée** |
| | Mv (kn.m) | 80030,91 | | | |
| | Mh (kn.m) | 5247,17 | | | |

**b. Glissement :**

On vérifié l'équation suivante

$$H \leqslant \frac{N \times tg\varphi}{\gamma s1} + \frac{c \times A}{\gamma s2}$$

- H : composante de calcul horizontale de l´effort appliqué à la fondation,
- : angle de frottement interne du sol 30°
- c : cohésion (pour plus de sécurité en prend la cohésion égale à 0).
- γg1 est pris égal à 1,2. γg2 est pris égal à 1,5.

Donc on vérifie l'inégalité suivante : H ≤0,481N

**Tableau VIII.10 : Vérification de glissement**

| | | | 0.481 N | H ⩽ 0.481N |
|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 16598,30 | 7983.78 | **Vérifiée** |
| | H (kn) | 444.34 | | |
| ELU | N (kn) | 22410,20 | 10779.31 | **Vérifiée** |
| | H (kn) | 605.13 | | |

**c. Poinçonnement :**

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes suivants :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S}\left(1+6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{S}\left(1-6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$$

Donc on vérifie que $\sigma_m < \sigma_{sol}$

**Tableau VIII.11 : Vérification de poinçonnement**

| | | | $\sigma$max(MPa) | $\sigma$min(MPa) | $\sigma$m(MPa) | $\sigma$sol(MPa) | $\sigma$m < $\sigma$sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 16598,30 | 0.211 | 0.128 | 0.190 | 0.957 | **Vérifiée** |
| | M (kn.m) | 4754,49 | | | | | |
| ELU | N (kn) | 22410,20 | 0.285 | 0.172 | 0.257 | 1.292 | **Vérifiée** |
| | M (kn.m) | 6474,94 | | | | | |

### VIII.2.7 Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'action calculées à l'état limite ultime (ELU/ELS)

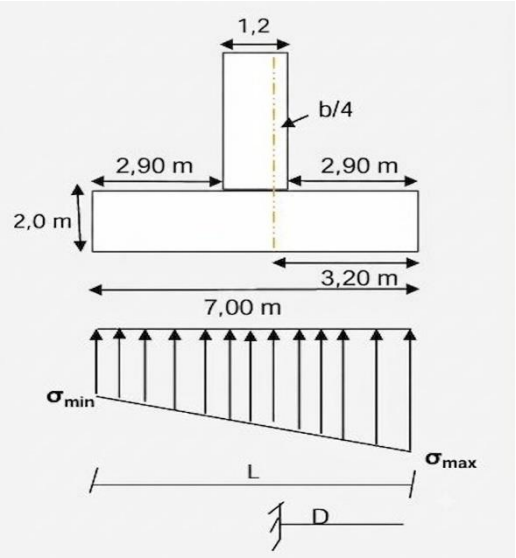



**Figure VIII.8 : Sollicitation de la semelle**

Tels que :

$$D = B1 + \frac{A}{4} \qquad \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}).D}{B} \qquad R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d).D}{2} \qquad d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3}$$

Le moment d'encastrement est : M = R.d

**Tableau VIII.12 : Calcul de moment d'encastrement**

| | ELS | ELU |
|---|---|---|
| D (m) | 3.2 | 3.2 |
| $\sigma d$ (kn/m2) | 173.057 | 233.343 |
| R (KN) | 614.486 | 829.349 |
| d (m) | 1.653 | 1.653 |
| M (kn.m) | 1015.745 | 1370.914 |

Récapitulation des donnés :

**Tableau VIII.13 : Récapitulation des donnes**

| | M(KN.m) | V(KN) |
|---|---|---|
| ELS | 1015.745 | 614.486 |
| ELU | 1370.914 | 829.349 |

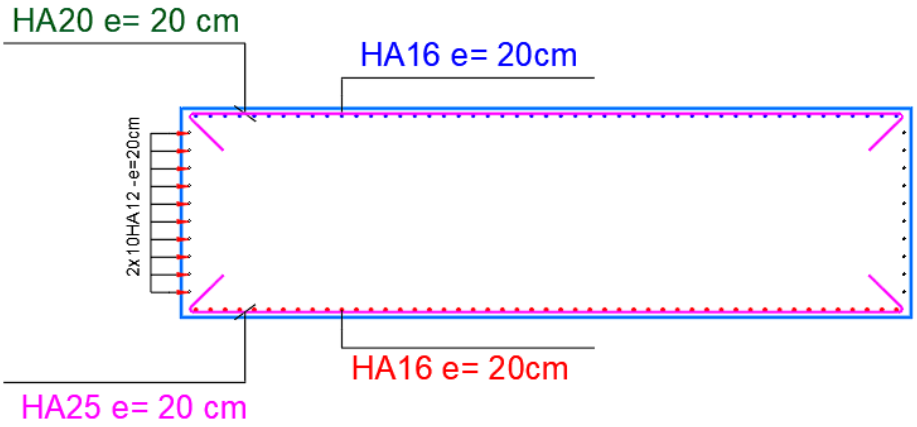
Les résultats de calcule de ferraillage sont mentionnés dans l'Annex D

On prend :

**Tableau VIII.14 : Ferraillage de la semelle**

| | Armatures | Espacements (cm) |
|---|---|---|
| Armatures inferieures transversales | T25 | 20 |
| Armatures superieures transversales | T20 | 20 |
| Armatures inferieures longitudinales | T16 | 20 |
| Armatures superieures longitudinales | T16 | 20 |
| Armateures de peau | T12 | 20 |

**Figure VIII.9 : ferraillage de la semelle**




**Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\bar{u}}$$

Tels que :

$v = 829.349\ KN$

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 . d} = 0.461\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\Upsilon_b}, 4MPa\right] = min[3MPa, 4MPa] = 3MPa$$

$$\tau_u = 0.461\ MPa < \bar{\tau}_{\bar{u}} = 3MPa \qquad \textbf{Vérifiée}$$

## VIII.3. Etude de la culée

Une culée est un élément d'appui situé à l'extrémité d'un pont. Elle soutient le tablier et retient les terres du remblai. Elle assure la transition entre la structure du pont et les voies d'accès.

### VIII.3.1 Conception de la 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).

Les dimensions de la culée sont résumées dans le tableau suivant :

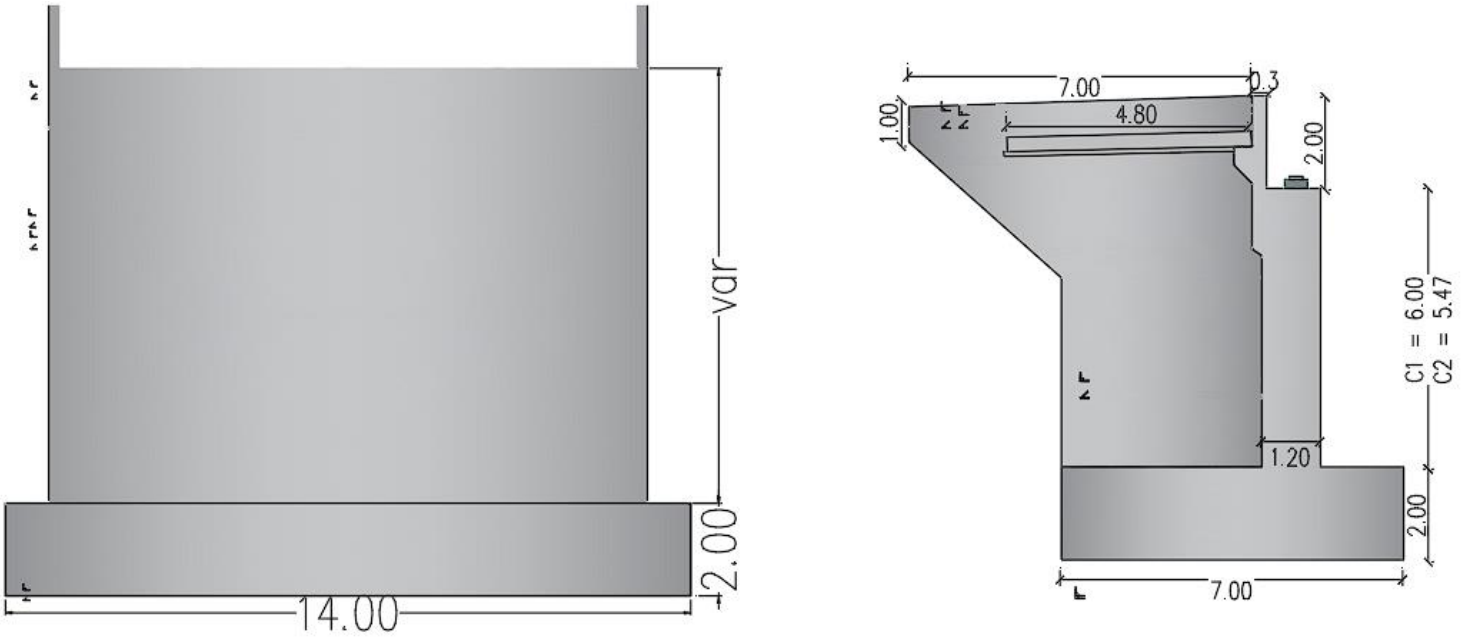
**Tableau VIII.15 : caractéristiques géométriques de la culée**

| Elément | | Valeur (m) | |
|---|---|---|---|
| | | C1 | C2 |
| Mur frontal | Hauteur | 6 | 5.48 |
| | Epaisseur | 1.2 | 1.2 |
| | Longueur | 12.6 | 12.6 |
| Mur garde grève | Hauteur | 2 | 2 |
| | Epaisseur | 0.3 | 0.3 |
| | Longueur | 12.6 | 12.6 |
| Mur de cache | Epaisseur | 0.2 | 0.2 |
| | Hauteur | 1.35 | 1.35 |
| Mure en retour | Hauteur | 3.47 | 3.47 |
| | Epaisseur | 0.6 | 0.6 |
| Semelle | Largeur | 7 | 7 |
| | Longueur | 14 | 14 |
| | Epaisseur | 2 | 2 |

### VIII.3.2 Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales d'exploitation. Les efforts agissant sur celle-ci comprennent des actions verticales et horizontales, provenant notamment de son propre poids, des charges transmises par le tablier, du poids des terres, de la poussée des terres, ainsi que des effets liés au freinage des véhicules.

**Figure VIII.10 : Dimensions de la culée**



### a. Evaluation des efforts agissant sur la culée :

**Tableau VIII.16 : charges dus aux poids propres de culée**

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Semelle | 4900,00 | / | 3,50 | / | 17150,00 | / |
| Mur F | 2067,66 | / | 4,70 | / | 9718,00 | / |
| DDT | 283,50 | / | 4,40 | / | 1247,40 | / |
| Mur en R | 556,50 | / | 0,70 | / | 389,55 | / |
| Corbeau | 75,60 | / | 4,40 | / | 332,64 | / |
| MGG | 189,00 | / | 4,05 | / | 765,45 | / |
| Poids des Terres | 4864,86 | / | 1,83 | / | 8902,69 | / |
| Poids des Terres sur DDT | 415,53 | / | 4,40 | / | 1828,34 | / |
| Poussée des Terres | / | 2696.09 | / | -2.49 | / | -6864,8 |
| Poids Sur 10kN/m² | 504,00 | / | 3,21 | / | 1616,83 | / |
| Poussée Sur 10kN/m² | / | 349,27 | / | -4,20 | / | -1466,94 |

**Tableau VIII.17 : évaluations des surcharges**

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Rg | 3579,50 | / | 4,80 | / | 17181,59 | / |
| R(Al) | 1118,68 | 108,28 | 4,80 | -7,48 | 5369,65 | -808,88 |
| Rbc | 1067,89 | 180,00 | 4,80 | -7,48 | 5125,86 | -1344,60 |
| RMc120 | 1080,07 | / | 4,80 | / | 5184,32 | / |
| RD240 | 1636,17 | / | 4,80 | / | 7853,60 | / |
| RST | 53,72 | / | 4,80 | / | 257,85 | / |
| Hf+r | / | 84,61 | / | -7,48 | / | -632,03 |
| HT° | / | 49,27 | / | -7,48 | / | -368,06 |

**Tableau VIII.18 : Combinaisons des charges pour la culée**

| | N (kn) | H (kn) | Mh (kn.m) | Mn (kn.m) | $M_0$ (kn.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| ELS | 18568,32 | 2810,26 | -9184,61 | 65369,26 | 56184,65 |
| ELU | 25067,23 | 3798,29 | -10451,98 | 88248,50 | 77796,52 |

### b. Vérification au renversement :

On vérifié l'inégalité suivante : **(Mn + Mh)/N > B/3**

**Tableau VIII.19 : Vérification de renversement**

| | | | e (m) | B/3 (m) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 18568,32 | 3.026 | 2.33 | **Vérifié** |
| | Mv (kn.m) | 65369,26 | | | |
| | Mh (kn.m) | -9184,61 | | | |
| ELU | N (kn) | 25067,23 | 3.103 | 2.33 | **Vérifié** |
| | Mv (kn.m) | 88248,50 | | | |
| | Mh (kn.m) | -10451,98 | | | |

### c. Stabilité au glissement :

On vérifié l'équation suivante :

$$H \leqslant \frac{N \times tg\varphi}{\gamma s1} + \frac{c \times A}{\gamma s2}$$

- H : composante de calcul horizontale de l´effort appliqué à la fondation,
- : angle de frottement interne du sol 30°
- c : cohésion (pour plus de sécurité en prend la cohésion égale à 0).
- γg1 est pris égal à 1,2. γg2 est pris égal à 1,5.

Donc on vérifie l'inégalité suivante : **H ≤0.481N**

**Tableau VIII.20 : Vérification de glissement**

| | | | 0.481 N | H ⩽ 0.481N |
|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 18568,32 | 8931.36 | **Vérifiée** |
| | H (kn) | 2810,26 | | |
| ELU | N (kn) | 25067,23 | 12057.34 | **Vérifiée** |
| | H (kn) | 3798,29 | | |

### d. Poinçonnement :

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes suivants :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S}\left(1+6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{S}\left(1-6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$$

Donc on vérifie que $\sigma_m < \sigma_{sol}$

**Tableau VIII.21 : Vérification de poinçonnement**

| | | | $\sigma$max(MPa) | $\sigma$min(MPa) | $\sigma$m(MPa) | $\sigma$sol(MPa) | $\sigma$m < $\sigma$sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELS | N (kn) | 17536,95 | 0.054 | 0.304 | 0.117 | 1.02 | **Vérifié** |
| | M (kn.m) | -14321,55 | | | | | |
| ELU | N (kn) | 23664,80 | 0.09 | 0.393 | 0.166 | 1.377 | **Vérifié** |
| | M (kn.m) | -17354,59 | | | | | |

### VIII.3.3 Ferraillage des éléments

#### VIII.3.3.1 Mur frontal :

Le mur frontal, considéré comme encastré dans la semelle, est soumis à une sollicitation en flexion composée. Il supporte principalement les charges d'inertie, les poussées des terres ainsi que les réactions transmises par le tablier.

Le ferraillage vertical de ce mur est dimensionné à l'aide du logiciel ROBOT-Expert, en modélisant une section rectangulaire de dimensions 1 × 1,2 m² soumise à la flexion composée.

Le mur frontal est semis á ce qui suit :

**Tableau VIII.22 : Sollicitations sur le mur frontal**

| Désig | N (KN) | H (KN) | $/_{FV}/o$ (x/o) | $/_{FH}$/O/a (y/a,o) | $M_{FV}/_o$ | $M_{FH}/_o$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Mur F | 2067,66 | / | 0 | / | 0 | / |
| DDT | 283,5 | / | 1,05 | / | 297,675 | / |
| Corbeau | 75,6 | / | 1 | / | 75,6 | / |
| MGG | 189 | / | 0,75 | / | 141,75 | / |
| Poids des T sur DDT | 415,53 | / | 1,05 | / | 436,3082 | / |
| Poussée Mur Frontal | / | 2088,181 | / | -2,49 | / | -5199,57 |
| Poussée Sur 10kN/m² | / | 310,6026 | / | -3,735 | / | -1160,1 |
| Rg | 3579,50 | / | -0,20 | / | -715,90 | / |
| R(Al) | 1118,68 | 108,28 | -0,20 | -5,48 | -223,74 | -592,32 |
| Rbc | 1067,89 | 180,00 | -0,20 | -5,48 | -213,58 | -984,60 |
| RMc120 | 1080,07 | / | -0,20 | / | -216,01 | / |
| RD240 | 1636,17 | / | -0,20 | / | -327,23 | / |
| RST | 53,72 | / | -0,20 | / | -10,74 | / |
| Hf+r | / | 84,61 | / | -5,48 | / | -462,81 |
| HT° | / | 49,27 | / | -5,48 | / | -269,52 |

**Tableau VIII.23 : Sollicitations les plus défavorables**

| | **$M_{max}$** (KN.m/mL) | **$N_{cor}$** (KN/mL) | **$T_{max}$** (KN/mL ) | **$N_{cor}$** (KN/mL) |
|---|---|---|---|---|
| ELS | -558,68 | 630,63 | 204,37 | 524,67 |
| ELU | -754,22 | 850,73 | 275,76 | 708,30 |

**Le ferraillage est le suivant :**

- As = 12 cm², on opte pour 4HA20 espacés de e =25 cm (coté remblai)
- Armatures de construction : As'=As/3 = 4 cm², on prend 4HA12 avec e = 25 cm
- At = As/4, on prend 4HA12 avec e = 25 cm

### VIII.3.3.2 Mur grade grève :

Le mur garde grève est supposé encastré á ça base et soumis á la flexion simple dus aux efforts suivants :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage.

**Moment du á la poussée des terres :**

Le moment á l'encastrement du á la poussée des terres á l'expression suivante :

**Mp = P.H/3**

**Et P = ½. Ka.γ. H².L.**

Tels que :

- P : la poussée des terres.
- Ka : coefficient de poussée des terres,
- Ka = 0.33.
- γ : poids volumique du remblai, γ = 18 kN/m3.
- H : hauteur du mur garde grève, H = 2 m.
- L : longueur du remblai, L = 1 m (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

On aura P = 11.88 kn /ml et Mp = 7.92 kn.m/ml

$Mp_{ELS}$ = 7.92 kn.m/ml

$Mp_{ELU}$ = 10.69 kn.m/ml

**Moment due á une charge située en arrière du mur garde grève :**

$$Mp = \frac{12\,K}{0.75 + 2 \times H} \times \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + x}\,dx$$

Avec : **K = Ka×γ×δ×bc**

- γ: coefficient de pondération.
- δ: coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

K = 1.2 × 0.33 × 1.074 × 1.2 = 0.51 á l'ELS

K = 1.6 × 0.33 × 1.074 × 1.2 = 0.68 á l'ELU

On a les valeurs Mp/k suivants :

**Tableau VIII.24 : valeurs de Mp/K**

| H (m) | 0.5 | 0.75 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mp/K (t.m/ml) | 2.23 | 3.4 | 4.41 | 6.11 | 7.45 | 8.56 | 9.49 |

On a H = 2 m, donc : Mp/K = 7.45 t.m/ml

Mps = 38.03 kn.m/ml

Mpu = 50.70 kn.m/ml

**Moment due á la force de freinage :**

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au BC. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.5 + 2h}$$

- μ : coefficient de pondération
- P : charge due au système BC, P = 60 kN.
- h : hauteur du mur, h = 2 m.

$M_{fs}$ = 67.46 $Kn$.m/ml

$M_{fu}$ = 90.35 $Kn$.m/ml

Les résultats du calcul des moments est la somme des moments calculé précédemment :

$$M_{ELS} = 113.71\ Kn.\frac{m}{ml}$$

$$M_{ELU} = 151.75\ Kn.\frac{m}{ml}$$

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.3) m, il est détaillé dans l'annex D.

On aura le ferraillage suivant :

- Section d'acier : As = 20.9 cm², on prend 7HA20 avec un espacement e =12.5 cm
- Armatures de construction : As'=As/3= 6.97 cm², on prend 7HA12 avec un espacement e =12.5 cm
- Armatures transversales : $A_t$ = As/4 = 5.23 cm², on prend 7HA12 avec un espacement e = 12.5 cm

### VIII.3.3.3 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poussée des terres
- Poids de CCP

- Poids propre du mur

Pour évaluer ces efforts ont utiliseras le logiciel de calcule par éléments finis ROBOT, le mur est supposé encastré á ça base dans la semelle et en amont dans le mur frontal.

On a obtenu les résultats suivants :

**Figure VIII.11 : moment selon XX**

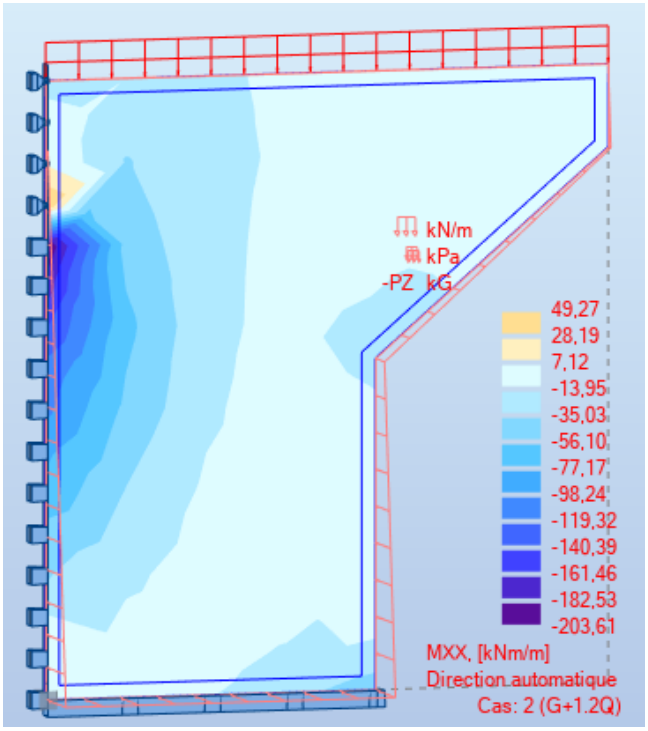
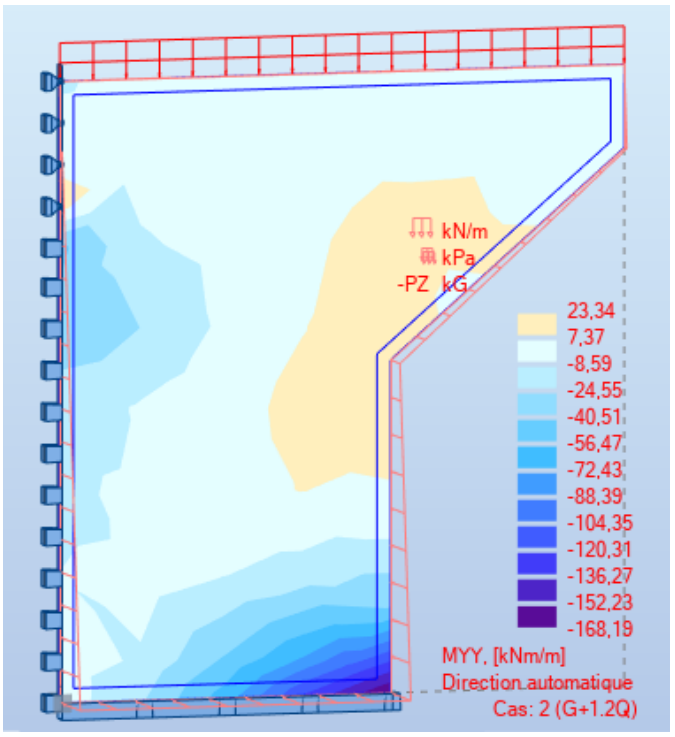



**Figure VIII.12 : moment selon YY**




Le ferraillage du mur dans les deux directions, aussi bien du côté intérieur (côté remblai) que du côté extérieur, est déterminé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Le calcul est basé sur une section rectangulaire de dimensions 1 m × 0,6 m, soumise à une flexion simple.

Ferraillage horizontal :

- As = 16.2 cm² ; on opte pour 6HA20 espacé de e = 15 cm (coté remblai)
- As' = As/3 = 5.4 cm² ; on opte pour 6HA12 espacé de e = 15 cm (coté extérieure)

- Ferraillage vertical :
- As = 13.3 cm² ; on opte pour 5HA20 espacé de e = 20 cm (coté remblai)
- As' = As/3 = 4.43 cm² ; on opte pour 5HA12 espacé de e = 20 cm (coté extérieure)

### VIII.3.3.4 Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition est calculée selon un modèle de dalle rectangulaire simplement appuyée. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre
- Le poids des remblais la surmontant
- Les surcharges d'exploitation

**Tableau VIII.25 : Efforts agissants sur la dalle de transition.**

| Type de charge | Q(KN/ml) | M(KN.m/ml) | V(KN) |
|---|---|---|---|
| **Poids propre** | 9 | 25,92 | 21,6 |
| **Revêtement** | 1,92 | 5,5296 | 4,608 |
| **Remblais** | 19,8 | 57,024 | 47,52 |
| **Surcharges** | 10 | 28,8 | 24 |

**Tableau VIII.26 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition.**

| | Combinaisons | M(KN.m/ml) | V(KN/ml) |
|---|---|---|---|
| **ELS** | $1.35M_G + 1.6\ M_Q$ | **123,03** | **102,53** |
| **ELU** | $M_G + 1.2\ M_Q$ | **165,52** | **137,93** |

❖ **Armatures principales :**

As = **22.7** cm², soit **6HA25/ml** avec un espacement de **15cm**.

❖ **Armatures de construction :**

$As_1$ = As/3 = **7.57** cm², soit **6HA14/ml** avec un espacement de **15cm**.

❖ **Armatures transversales :**

$As_t$= As/4 = **5.66** cm², soit **6HA12/ml** avec un espacement de **15cm**.

### VIII.3.3.5 Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'actions calculées aux différents états limites.

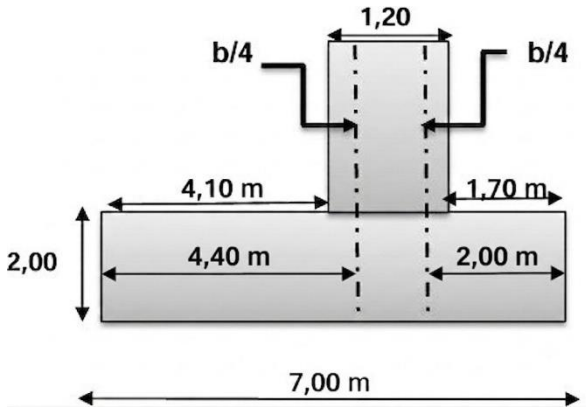



**Figure VIII.13 : Schéma de la semelle**

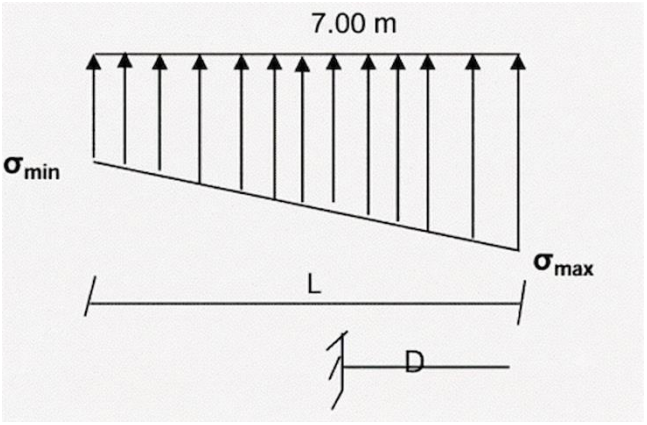



**Figure VIII.14 : contraintes sous la semelle**

Tels que :

$$D = B1 + \frac{A}{4} \qquad \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}).D}{B} \qquad R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d).D}{2} \qquad d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3}$$

D'après le diagramme des contraintes on a les résultats :

**Tableau VIII.27 : calcule de moment d'encastrement**

| | ELS | ELU |
|---|---|---|
| D (m) | 4.4 | 4.4 |
| $\sigma d$ (kn/m) | 146.86 | 202.54 |
| R (kn) | 991.89 | 1310.19 |
| d (m) | 1.81 | 1.81 |
| M kn.m | 1795.32 | 2371.44 |

On résume les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.28 : recapitulation des données**

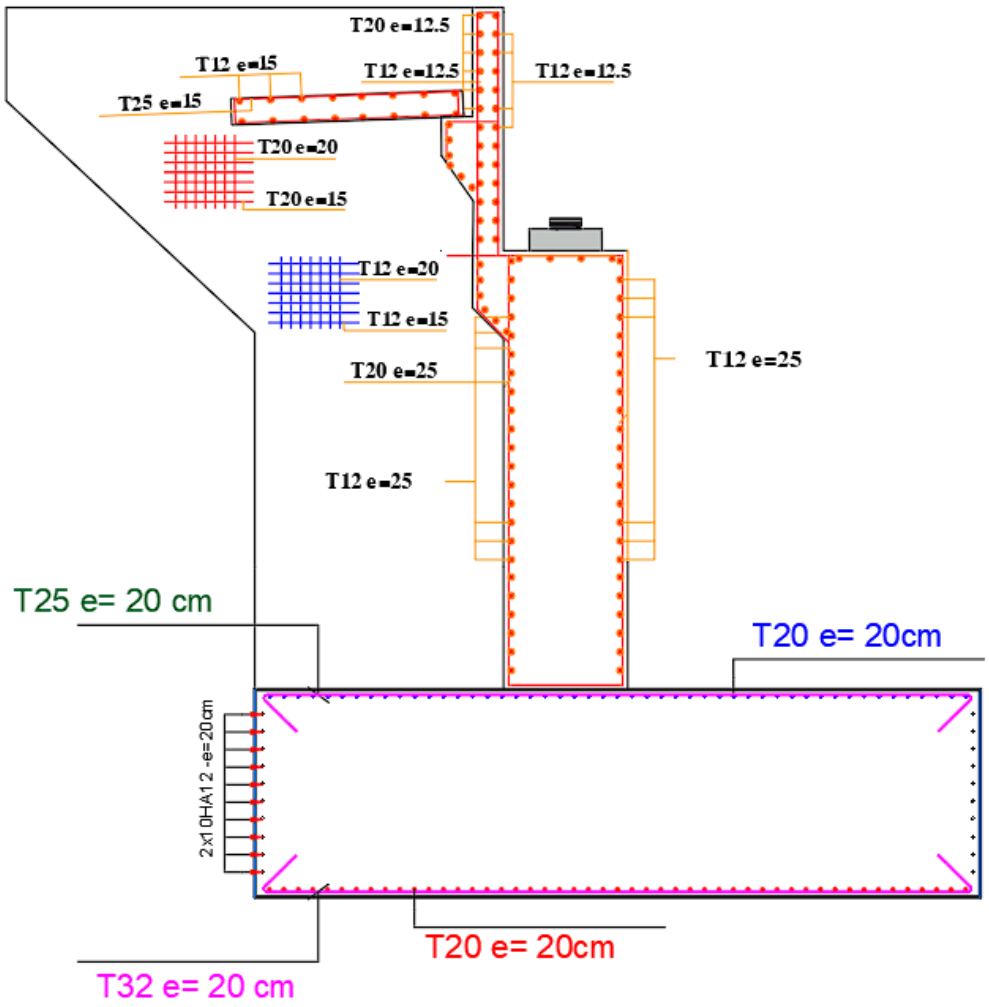
| | M(kn.m/ml) | V(kn/ml) |
|---|---|---|
| ELS | 1795.32 | 991.89 |
| ELU | 2371.44 | 1310.19 |

Les résultats de calcule de ferraillage sont mentionnés dans l'Annex D

**Tableau VIII.29 : ferraillage de la semelle**

| | Armatures | Espacements (cm) |
|---|---|---|
| Armatures inferieures transversales | T32 | 20 |
| Armatures superieures transversales | T25 | 20 |
| Armatures inferieures longitudinales | T20 | 20 |
| Armatures superieure longitudinales | T20 | 20 |

**Figure VIII.15 : ferraillage de la culée**




## VIII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons entamé l'étude de l'infrastructure, incluant les piles, les semelles et la culée, en tenant compte des différentes conditions selon les combinaisons de charges définies, afin d'assurer une meilleure résistance de l'ouvrage et garantir son exploitation en toute sécurité. L'analyse a également intégré les équipements du pont, tels que les appareils d'appui et les joints de dilatation, qui jouent un rôle essentiel dans la durabilité et le bon fonctionnement de l'ensemble de la structure.

# CONCLUSION GENERALE

# CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, consacré à l'étude et au dimensionnement d'un pont, nous avons pu mettre en application les connaissances acquises tout au long de notre formation en génie civil. Ce travail nous a permis d'aborder les différentes étapes de conception d'un ouvrage d'art, depuis l'analyse des données du projet jusqu'aux vérifications réglementaires et au dimensionnement des éléments structuraux.

Cette expérience a également renforcé notre maîtrise des normes de calcul, des méthodes de modélisation ainsi que des outils informatiques spécialisés utilisés dans le domaine des ouvrages d'art. Elle nous a permis de développer notre capacité d'analyse, de synthèse et de résolution de problèmes techniques réels.

Au-delà de son aspect académique, ce projet constitue une expérience formatrice qui nous a rapprochés des exigences de la pratique professionnelle. Il représente ainsi une étape importante dans notre parcours d'ingénieur et une base solide pour notre future carrière dans le domaine du génie civil et des infrastructures.

# 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] BABAKHOYA, Formation de pont, ENSTP 2021.
[8] BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.

[9] BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.

[10] YESBAA Mohamed, CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR OUED BOUKMOURI AU PK 68+400 AU PK 68+570 DANS LE CADRE D'UN PROJET DE DEDOUBLEMENT DE LA RN 127 ENTRE TISSEMSSILET ET MEDEA, Mémoire PFE, ENSTP, 2025.

[11] BENAHMED Abdelbasset, Conception et étude d'un pont ferroviaire sur le tronçon OUM L'ASSEL - TINDOUF sur 175 km du PK 702+066.26 au PK 702+381.16, Mémoire PFE, ENSTP, 2025.

[12] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.

[13] : Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.

[14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.

[15] Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

[16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[17] : 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.

[18] : 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

**ANNEXE A**

# RÉSULTATS DES ESSAIS PRESSIOMÉTRIQUES

## ► Sondage SP1

| Numéro de feuille Excel | Informations sur l'essai | | | Paramètres fondamentaux | | | | Paramètres complémentaires | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Chantier | Forage | Profondeur (m) | Pf (MPa) | Plm (MPa) | EM (MPa) | EM élastique (MPa) | σho (MPa) | Plm (MPa) | E/Plm | E/Plm |
| 1 | 1 | PONT DE LA CHAUFFANE BECHAR | SP01 | 1,50 | 2,26 | 2,25 | 2190,2 | 2190,2 | 0,013 | 2,24 | 972,2 |
| 2 | 3,00 | | | 2,27 | 2,27 | 539,7 | 539,7 | 0,027 | 2,24 | 238,0 | 240,9 |
| 3 | 4,50 | | | 2,28 | 2,28 | 539,7 | 539,7 | 0,040 | 2,24 | 236,4 | 240,7 |
| 4 | 6,00 | | | 1,90 | 2,30 | 305,4 | 305,4 | 0,054 | 2,24 | 133,0 | 136,2 |
| 5 | 7,50 | | | 2,31 | 2,31 | 391,5 | 391,5 | 0,067 | 2,25 | 169,3 | 174,4 |

## ► Sondage SP2

| Numéro de feuille Excel | Informations sur l'essai | | | Paramètres fondamentaux | | | | Paramètres complémentaires | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Chantier | Forage | Profondeur (m) | Pf (MPa) | Plm (MPa) | EM (MPa) | EM élastique (MPa) | σho (MPa) | Plm (MPa) | E/Plm | E/Plm |
| 1 | 1 | PONT DE LA CHAUFFANE BECHAR | SP02 | 1,50 | 2,25 | 2,25 | 493,6 | 493,6 | 0,013 | 2,24 | 219,1 |
| 2 | 3,00 | | | 1,87 | 2,27 | 100,5 | 100,5 | 0,027 | 2,24 | 44,3 | 44.3 |
| 3 | 4,50 | | | 2,28 | 2,28 | 201,7 | 201,7 | 0,040 | 2,24 | 88,5 | 88.5 |
| 4 | 6,00 | | | 1,90 | 2,30 | 186,2 | 186,2 | 0,054 | 2,24 | 81,1 | 81.1 |
| 5 | 7,50 | | | 2,31 | 2,31 | 391,5 | 391,5 | 0,067 | 2,25 | 169,3 | 169.3 |

## ► Sondage SP3

| Numéro de feuille Excel | Informations sur l'essai | | | Paramètres fondamentaux | | | | Paramètres complémentaires | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Chantier | Forage | Profondeur (m) | Pf (MPa) | Plm (MPa) | EM (MPa) | EM élastique (MPa) | σho (MPa) | Plm (MPa) | E/Plm | E/Plm |
| 1 | 1 | PONT DE LA CHAUFFANE BECHAR | SP03 | 6,00 | 2,29 | 2,29 | 217,4 | 217,4 | 0,054 | 2,24 | 94,8 |
| 2 | 7,50 | | | 1,91 | 2,31 | 277,5 | 277,5 | 0,067 | 2,24 | 120,1 | 123,7 |
| 3 | 9,00 | | | 1,93 | 2,33 | 279,0 | 279,0 | 0,081 | 2,24 | 120,0 | 124,3 |

## ► Sondage SP4

| Numéro de feuille Excel | Informations sur l'essai | | | Paramètres fondamentaux | | | | Paramètres complémentaires | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Chantier | Forage | Profondeur (m) | Pf (MPa) | Plm (MPa) | EM (MPa) | EM élastique (MPa) | σho (MPa) | Plm (MPa) | E/Plm | E/Plm |
| 1 | 1 | PONT DE LA CHAUFFANE BECHAR | SP04 | 8,00 | 1,90 | 2,30 | 667,2 | 667,2 | 0,072 | 2,22 | 290,5 |
| 2 | 9,50 | | | 2,31 | 2,31 | 353,9 | 353,9 | 0,085 | 2,22 | 153,2 | 169,1 |
| 3 | 11,00 | | | 1,93 | 2,33 | 392,8 | 392,8 | 0,099 | 2,23 | 168,9 | 176,4 |

## ANNEXE A

### ► Sondage SP5

| Numéro de feuille Excel | Informations sur l'essai | | | Paramètres fondamentaux | | | | Paramètres complémentaires | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Chantier | Forage | Profondeur (m) | Pf (MPa) | Plm (MPa) | EM (MPa) | EM élastique (MPa) | σho (MPa) | Plm (MPa) | E/Plm | E/Plm |
| | 1 | PONT DE LA CHAUFFANE BECHAR | SP05 | 4,50 | 1,86 | 2,26 | 177,4 | 177,4 | 0,040 | 2,22 | 78,5 |
| 2 | 6,00 | | | 1,88 | 2,28 | 668,7 | 668,7 | 0,054 | 2,22 | 293,9 | 301,8 |
| 3 | 7,50 | | | 1,89 | 2,29 | 308,5 | 308,5 | 0,067 | 2,22 | 134,7 | 139,8 |
| 4 | 9,00 | | | 2,30 | 2,30 | 327,1 | 327,1 | 0,081 | 2,22 | 141,9 | 147,1 |

### Documentation des sondages







**ANNEXE A**

---

LABORATOIRE DES TRVAUX PUBLICS DE L'OUEST
**Unité de Béchar**
Adress.Rue Taleb Abdellah Béchar. Téléphone+213 (0) 49 22 15 28 ou 29
Télécopie.+213 (0) 49 22 15 27.Coriel. laboratoiretpo08@yahoo.fr

# RAPPORT DE FORAGE

**Réf. : SP01**

Projet : Pont de la chauffane Bechar

N° Dossier : UBS-24-7

Lieu :

Client : -

| | | | |
|---|---|---|---|
| Date Début : 28/10/2024<br>Date Fin : 28/10/2024<br>Profondeur forée : 8 m<br>Niveau d'eau : m | Coordonnées :<br>X =<br>Y =<br>Z = 0 | Boue de forage : Bentonite<br>Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm<br>Foreuse : DB850<br>Diam. forage : Long. tubage : | Etat de l'Echantillon :<br>Intact<br>Paraffiné<br>Remanié<br>Roche |

| Echelle. (m) | Prof. (m) Eléva. (m) | Description Géotechnique | Lithologie | Niveau d'eau | Type et Numéro | Etat Ech | Récup. (%) 25 50 75 | N - SPT 25 50 75 | RQD | Lugeon (UL) Lefranc (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,40<br>-0,40 | Béton | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | |
| 4 | | Grés fin dure en état fragmente à des passages encrouté par endroits | | | | | 75% | | 41 | |
| 5 | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | |
| 8 | 8,00<br>-8,00 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | |

Remarque :

Type Carottier :
SPT : Carottier SPT
CD : Tube carottier à diamants
TS : Tube Shelby
EP : Echantillonneur à Piston

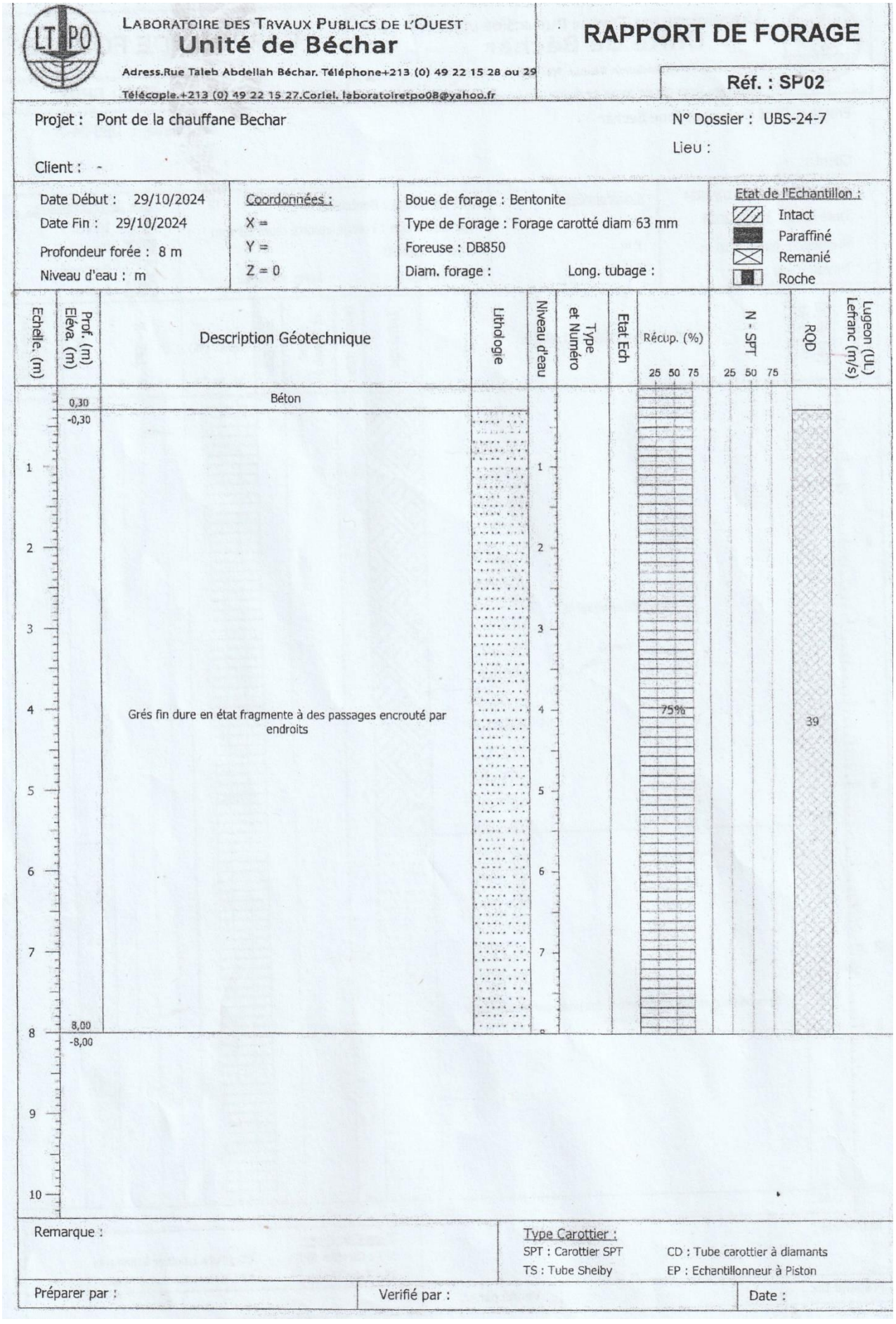
Préparer par :

Verifié par :

Date :

**ANNEXE A**

---



LABORATOIRE DES TRVAUX PUBLICS DE L'OUEST
Unité de Béchar
Adress.Rue Taleb Abdellah Béchar. Téléphone+213 (0) 49 22 15 28 ou 29
Télécopie.+213 (0) 49 22 15 27.Coriel. laboratoiretpo08@yahoo.fr

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SP02

Projet : Pont de la chauffane Bechar

N° Dossier : UBS-24-7

Lieu :

Client : -

Date Début : 29/10/2024
Date Fin : 29/10/2024
Profondeur forée : 8 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X =
Y =
Z = 0

Boue de forage : Bentonite
Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm
Foreuse : DB850
Diam. forage : Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :
Intact
Paraffiné
Remanié
Roche

| Echelle. (m) | Prof. (m) Eléva. (m) | Description Géotechnique | Lithologie | Niveau d'eau | Type et Numéro | Etat Ech | Récup. (%) 25 50 75 | N - SPT 25 50 75 | RQD | Lugeon (UL) Lefranc (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,30 | Béton | | | | | | | | |
| | -0,30 | | | | | | | | | |
| 1 | | | | 1 | | | | | | |
| 2 | | | | 2 | | | | | | |
| 3 | | | | 3 | | | | | | |
| 4 | | Grés fin dure en état fragmente à des passages encroute par endroits | | 4 | | | 75% | | 39 | |
| 5 | | | | 5 | | | | | | |
| 6 | | | | 6 | | | | | | |
| 7 | | | | 7 | | | | | | |
| 8 | 8,00 | | | 8 | | | | | | |
| | -8,00 | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | |

Remarque :

Type Carottier :
SPT : Carottier SPT
TS : Tube Shelby
CD : Tube carottier à diamants
EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par :
Verifié par :
Date :

**ANNEXE A**

---

LABORATOIRE DES TRVAUX PUBLICS DE L'OUEST
**Unité de Béchar**
Adress.Rue Taleb Abdellah Béchar. Téléphone+213 (0) 49 22 15 28 ou 29
Télécople.+213 (0) 49 22 15 27.Corlel. laboratoiretpo08@yahoo.fr

# RAPPORT DE FORAGE

**Réf. : SP03**

Projet : Pont de la chauffane Bechar — N° Dossier : UBS-24-7

Lieu :

Client : -

| | | | |
|---|---|---|---|
| Date Début : 30/10/2024<br>Date Fin : 30/10/2024<br>Profondeur forée : 10 m<br>Niveau d'eau : m | Coordonnées :<br>X =<br>Y =<br>Z = 0 | Boue de forage : Bentonite<br>Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm<br>Foreuse : DB850<br>Diam. forage : Long. tubage : | Etat de l'Echantillon :<br>Intact<br>Paraffiné<br>Remanié<br>Roche |

| Echelle. (m) | Prof. (m) Eléva. (m) | Description Géotechnique | Lithologie | Niveau d'eau | Type et Numéro | Etat Ech | Récup. (%) 25 50 75 | N - SPT 25 50 75 | RQD | Lugeon (UL) Lefranc (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | |
| 3 | | Remblai hétérogène | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | |
| 5 | 5,50 | | | | | | 70% | | | |
| | -5,50 | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | |
| 8 | | Grés fin dure en état fragmente à des passages encrouté par endroits | | | | | | | 35 | |
| 9 | | | | | | | | | | |
| 10 | 10,00 | | | | | | | | | |
| | -10,00 | | | | | | | | | |

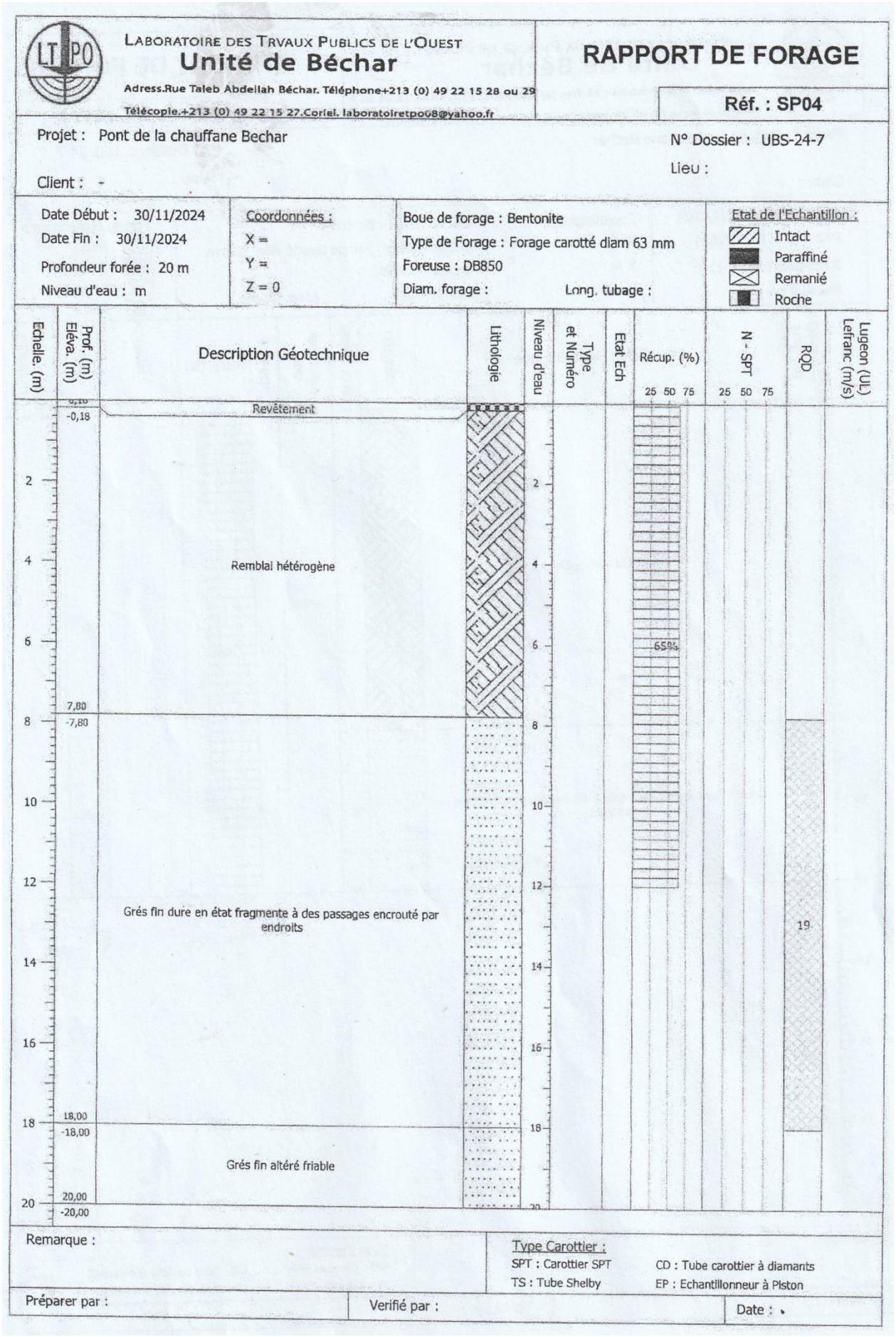
Remarque :

Type Carottier :
SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants
TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : | Verifié par : | Date :

**ANNEXE A**

---



LABORATOIRE DES TRVAUX PUBLICS DE L'OUEST
Unité de Béchar
Adress.Rue Taleb Abdellah Béchar. Téléphone+213 (0) 49 22 15 28 ou 29
Télécopie.+213 (0) 49 22 15 27.Coriel. laboratoiretpo08@yahoo.fr

# RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SP04

Projet : Pont de la chauffane Bechar
N° Dossier : UBS-24-7
Lieu :
Client : -

Date Début : 30/11/2024
Date Fin : 30/11/2024
Profondeur forée : 20 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X =
Y =
Z = 0

Boue de forage : Bentonite
Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm
Foreuse : DB850
Diam. forage : Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :
Intact
Paraffiné
Remanié
Roche

| Echelle. (m) | Prof. (m) Eléva. (m) | Description Géotechnique | Lithologie | Niveau d'eau | Type et Numéro | Etat Ech | Récup. (%) 25 50 75 | N - SPT 25 50 75 | RQD | Lugeon (UL) Lefranc (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | -0,18 | Revêtement | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | |
| 4 | | Remblai hétérogène | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | 65% | | | |
| | 7,80 | | | | | | | | | |
| 8 | -7,80 | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | |
| 12 | | Grés fin dure en état fragmente à des passages encroute par endroits | | | | | | | 19 | |
| 14 | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | |
| 18 | 18,00 | | | | | | | | | |
| | -18,00 | Grés fin altéré friable | | | | | | | | |
| 20 | 20,00 | | | | | | | | | |
| | -20,00 | | | | | | | | | |

Remarque :

Type Carottier :
SPT : Carottier SPT
CD : Tube carottier à diamants
TS : Tube Shelby
EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par :
Verifié par :
Date :

**ANNEXE A**

---

LABORATOIRE DES TRVAUX PUBLICS DE L'OUEST
**Unité de Béchar**
Adress.Rue Taleb Abdellah Béchar. Téléphone+213 (0) 49 22 15 28 ou 29
Télécopie.+213 (0) 49 22 15 27.Coriel. laboratoiretpo08@yahoo.fr

# RAPPORT DE FORAGE

**Réf. : SP05**

Projet : Pont de la chauffane Bechar — N° Dossier : UBS-24-7

Lieu :

Client : -

Date Début : 04/11/2024
Date Fin : 04/11/2024
Profondeur forée : 12 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X =
Y =
Z = 0

Boue de forage : Bentonite
Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm
Foreuse : DB850
Diam. forage : Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :
Intact
Paraffiné
Remanié
Roche

| Echelle. (m) | Prof. (m) Eléva. (m) | Description Géotechnique | Lithologie | Niveau d'eau | Type et Numéro | Etat Ech | Récup. (%) 25 50 75 | N - SPT 25 50 75 | RQD | Lugeon (UL) Lefranc (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | | Remblai hétérogène | | | | | 68% | | | |
| 4 | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | |
| 8 | 8,00 -8,00 | | | | | | | | | |
| 10 | | Grés fin dure en état fragmente à des passages encroûté par endroits | | | | | | | 68 | |
| 12 | 12,00 -12,00 | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | |

Remarque :

Type Carottier :
SPT : Carottier SPT
TS : Tube Shelby
CD : Tube carottier à diamants
EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : Verifié par : Date :

# ANNEXE B

## Répartition Transversale due aux Surcharges

**ANNEXE B**

---

## Coefficient de répartition transversale Kα :

On a θ =0.3 => 0.30 ≤θ ≤ 1.00 => Kα = k0 + 0.68 (k1-k0)

### K0 de θ = 0.30 :

| θ=0.30 | α= 0=> K0 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | 3b/4 | b |
| 0 | 0.9423 | 0.9742 | 1.0044 | 1.0283 | 1.0385 | 1.0283 | 0.9742 | 0.9423 |
| b/4 | 0.2109 | 0.4183 | 0.6252 | 0.8289 | 1.0283 | 1.2146 | 1.5419 | 1.6975 |
| b/2 | -0.5038 | -0.1284 | 0.2477 | 0.6252 | 1.0044 | 1.3833 | 2.1209 | 2.4805 |
| 3b/4 | -1.2094 | -0.6698 | -0.1284 | 0.4183 | 0.9742 | 1.5419 | 2.7062 | 3.2901 |
| b | -1.9123 | -1.2095 | -0.5038 | 0.2109 | 0.9423 | 1.6974 | 3.2901 | 4.1177 |

### K1 de θ = 0.30:

| θ=0.30 | α=1=> K1 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | 3b/4 | b |
| 0 | 0.9664 | 0.984 | 1.0018 | 1.0173 | 1.0244 | 1.0173 | 0.984 | 0.9664 |
| b/4 | 0.8776 | 0.9104 | 0.9453 | 0.982 | 1.0173 | 1.0451 | 1.0652 | 1.0689 |
| b/2 | 0.8012 | 0.8453 | 0.8929 | 0.9453 | 1.0018 | 1.0591 | 1.1508 | 1.1849 |
| 3b/4 | 0.7345 | 0.7876 | 0.8453 | 0.9104 | 0.984 | 1.0652 | 1.2351 | 1.3126 |
| b | 0.6733 | 0.7345 | 0.8012 | 0.8776 | 0.9664 | 1.0689 | 1.3126 | 1.4474 |

### Calcul de Kα = k0 + 0.68 (k1-k0) :

| θ=0.30 | Kalpha | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | 3b/4 | b |
| 0 | 0.958688 | 0.980864 | 1.002632 | 1.02082 | 1.028912 | 1.02082 | 0.980864 | 0.958688 |
| b/4 | 0.664256 | 0.752928 | 0.842868 | 0.933008 | 1.02082 | 1.09934 | 1.217744 | 1.270052 |
| b/2 | 0.3836 | 0.533716 | 0.686436 | 0.842868 | 1.002632 | 1.162844 | 1.461232 | 1.599492 |
| 3b/4 | 0.112452 | 0.321232 | 0.533716 | 0.752928 | 0.980864 | 1.217744 | 1.705852 | 1.9454 |
| b | -0.154092 | 0.11242 | 0.3836 | 0.664256 | 0.958688 | 1.27002 | 1.9454 | 2.301896 |

### Valeur de Kα pour chaque poutre

| | θ=0.30 | Kalpha | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | y / e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | | b/4 | 3b/4 | b |
| | 0 | 0.958688 | 0.980864 | 1.002632 | 1.02082 | 1.028912 | 1.02082 | 0.980864 | 0.958688 |
| P1 | 0.8 | 0.811472 | 0.866896 | 0.92275 | 0.976914 | 1.024866 | 1.06008 | 1.099304 | 1.11437 |
| b/4 | 1.6 | 0.664256 | 0.752928 | 0.842868 | 0.933008 | 1.02082 | 1.09934 | 1.217744 | 1.270052 |
| P2 | 2.4 | 0.523928 | 0.643322 | 0.764652 | 0.887938 | 1.011726 | 1.131092 | 1.339488 | 1.434772 |
| b/2 | 3.2 | 0.3836 | 0.533716 | 0.686436 | 0.842868 | 1.002632 | 1.162844 | 1.461232 | 1.599492 |
| P3 | 4 | 0.248026 | 0.427474 | 0.610076 | 0.797898 | 0.991748 | 1.190294 | 1.583542 | 1.772446 |
| 3b/4 | 4.8 | 0.112452 | 0.321232 | 0.533716 | 0.752928 | 0.980864 | 1.217744 | 1.705852 | 1.9454 |
| P4 | 5.6 | -0.02082 | 0.216826 | 0.458658 | 0.708592 | 0.969776 | 1.243882 | 1.825626 | 2.123648 |
| b | 6.4 | -0.154092 | 0.11242 | 0.3836 | 0.664256 | 0.958688 | 1.27002 | 1.9454 | 2.301896 |

**ANNEXE B**

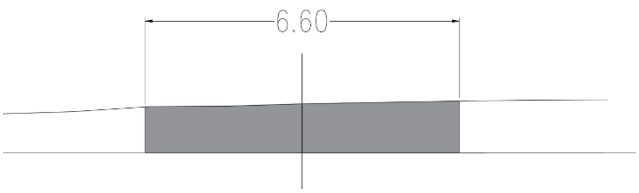
---

**Détermination de Kαmoy pour chaque type de chargement :**

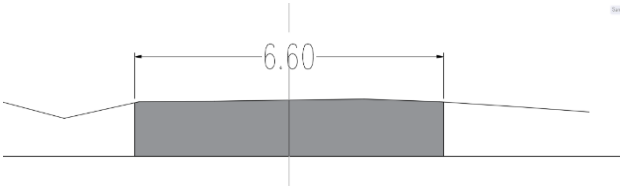
On utilisant le logiciel AUTOCAD :

- **Charge uniforme A(L) :**

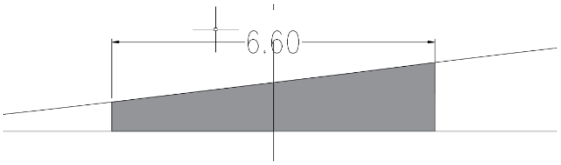
  - D'après AUTOCAD :



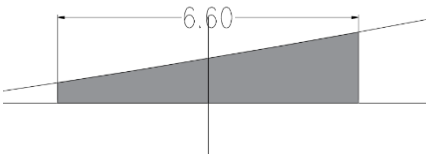

**Surface poutre (P1)**




**Surface poutre (P2)**




**Surface poutre (P3)**




**Surface poutre (P4)**

**Cas 1 : deux voies chargées**

| Poutre | S (surface) | L (largeur chargée) | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 6.7482 | 6,6 | 1.022 |
| P2 | 6.6310 | 6,6 | 1.004 |
| P3 | 6.5713 | 6,6 | 0,996 |
| P4 | 6.4698 | 6,6 | 0,980 |

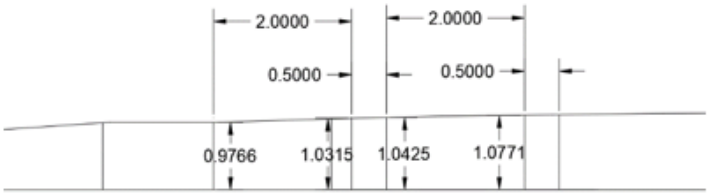
**Cas 2 : une voie chargée**

| Poutre | S (surface) | L (largeur chargée) | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 3.4905 | 3,3 | 1.058 |
| P2 | 3.3528 | 3,3 | 1.016 |
| P3 | 3.9508 | 3,3 | 1.197 |
| P4 | 4.1484 | 3,3 | 1.257 |

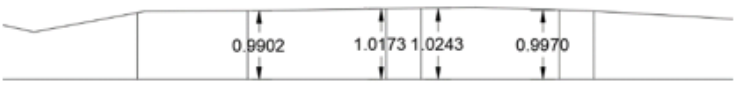
**ANNEXE B**

- **Système de charge Bc :**

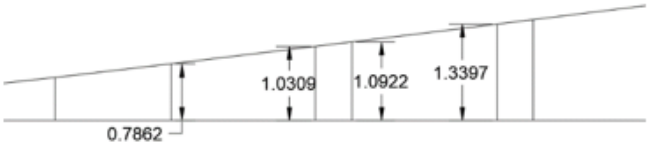
D’après AUTOCAD :



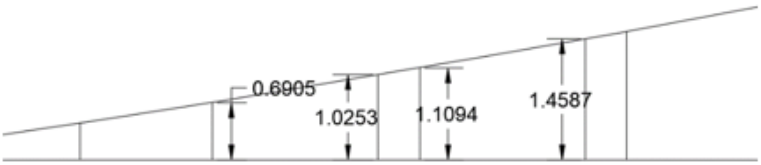

**Surface poutre P1 (Bc)**




**Surface poutre P2 (Bc)**




**Surface poutre P3 (Bc)**




**Surface poutre P4 (Bc)**

**Cas 1 : un camion disposé transversalement**

| Poutre | K1 | K2 | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 1.0425 | 1.0771 | 1.0598 |
| P2 | 1.0243 | 0.997 | 1.011 |
| P3 | 1.0922 | 1.3397 | 1.216 |
| P4 | 1.1094 | 1.4587 | 1.284 |

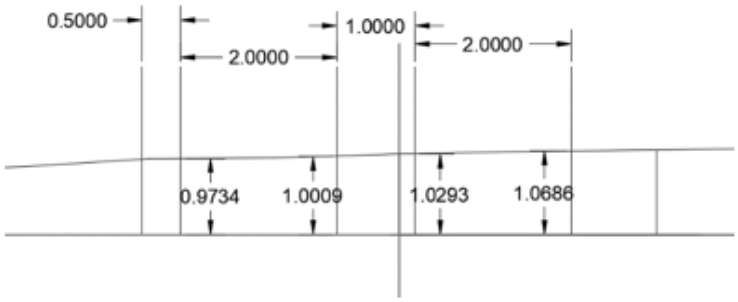
**Cas 2 : deux camions disposé transversalement**

| Poutre | K1 | K2 | K3 | K4 | Kα moy |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | 0.9766 | 1.0315 | 1.0425 | 1.0771 | 1.032 |
| P2 | 0.9902 | 1.0173 | 1,0243 | 0.997 | 1,007 |
| P3 | 0.7862 | 1.0309 | 1.0922 | 1.3397 | 1.062 |
| P4 | 0.6905 | 1.0253 | 1.1094 | 1.4587 | 1,071 |

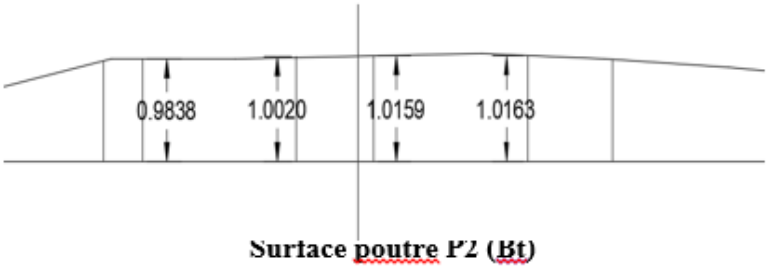
**ANNEXE B**

- **Système de charge Bt :**

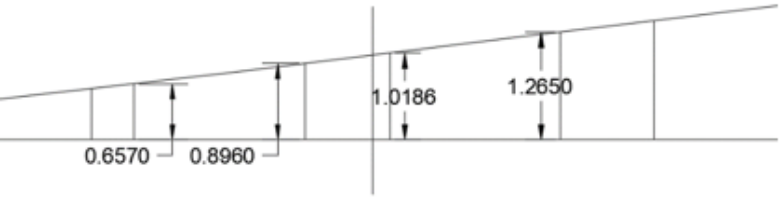
D'après AUTOCAD :



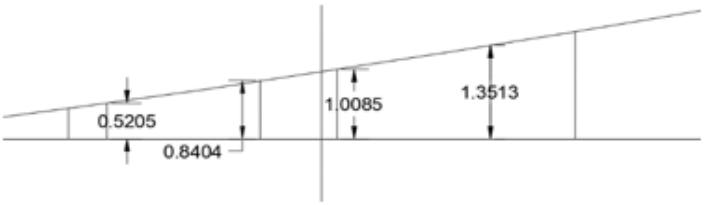

**Surface poutre P1 (Bt)**




**Surface poutre P2 (Bt)**




**Surface poutre P3 (Bt)**




**Surface poutre P4 (Bt)**

**Cas 1 : un camion disposé transversalement**

| Poutre | K1 | K2 | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 1.0293 | 1.0686 | 1.04895 |
| P2 | 1.0159 | 1.0163 | 1.0161 |
| P3 | 1.0186 | 1.2650 | 1.1418 |
| P4 | 1.0085 | 1.3513 | 1.1799 |

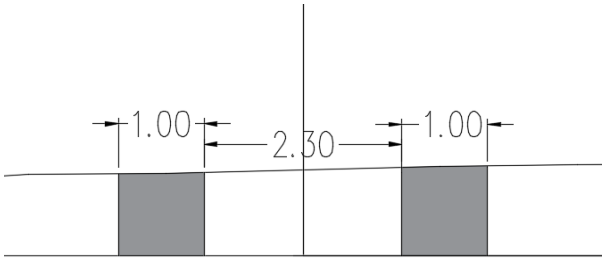
**Cas 2 : deux camions disposé transversalement**

| Poutre | K1 | K2 | K3 | K4 | Kα moy |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | 1.0293 | 1.0686 | 0.9734 | 1.0009 | 1.01805 |
| P2 | 1.0159 | 1.0163 | 0.9838 | 1.0020 | 1.0045 |
| P3 | 1.0186 | 1.2650 | 0.6570 | 0.8960 | 0.95915 |
| P4 | 1.0085 | 1.3513 | 0.5205 | 0.8404 | 0.930175 |

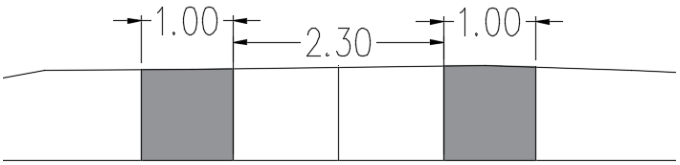
**ANNEXE B**

- **Système de charge Mc120 :**

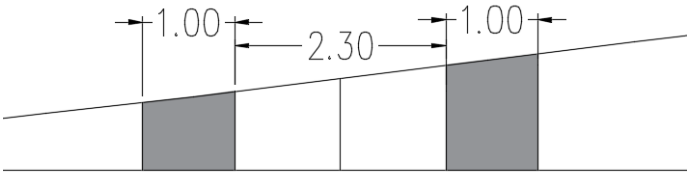
D'après AUTOCAD :



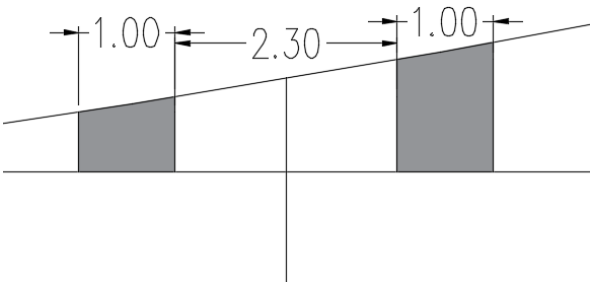

**Surface poutre (P1)**




**Surface poutre (P2)**




**Surface poutre (P3)**




**Surface poutre (P4)**

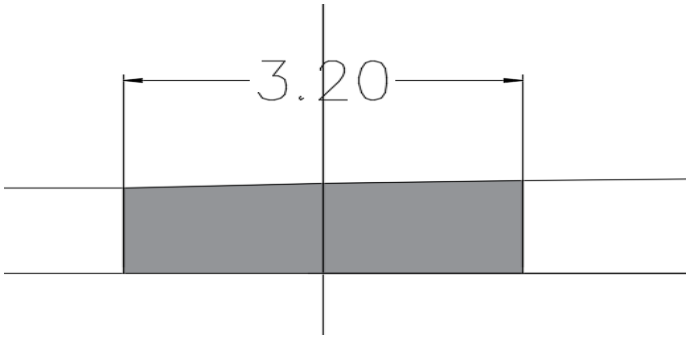
**Cas système Mc120**

| Poutre | S (surface) | L (largeur chargée) | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 2,0395 | 2 | 1,020 |
| P2 | 2.0206 | 2 | 1,0103 |
| P3 | 1.9893 | 2 | 0.995 |
| P4 | 1,9535 | 2 | 0.977 |

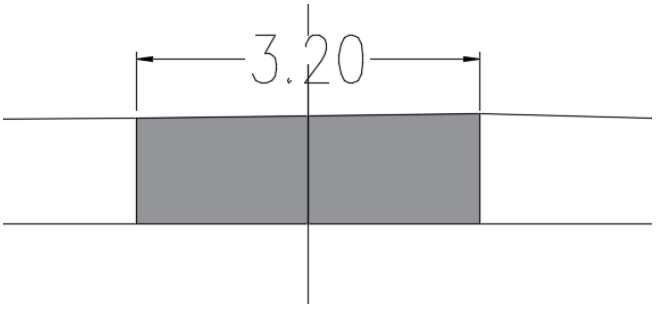
**ANNEXE B**

- **Système de charge D240 :**

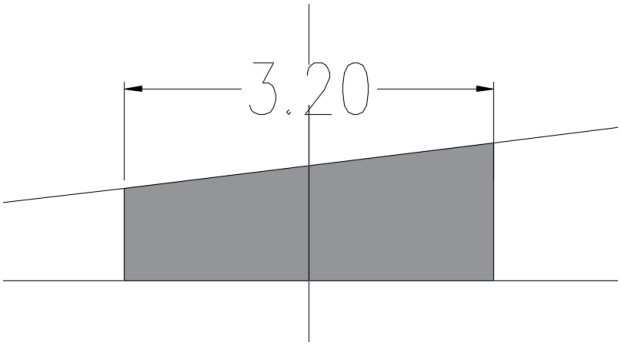
D’après AUTOCAD :



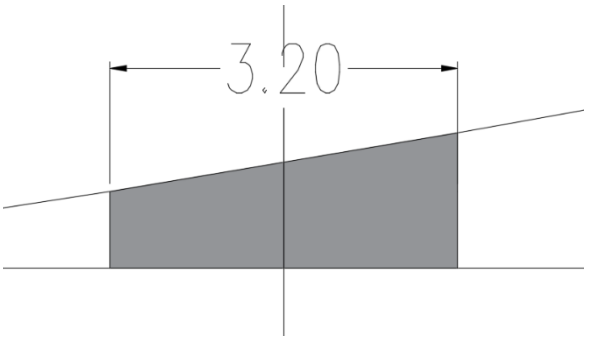

**Surface poutre (P1)**




**Surface poutre (P2)**




**Surface poutre (P3)**




**Surface poutre (P4)**

**Cas système D240**

| Poutre | S (surface) | L (largeur chargée) | Kα moy |
|---|---|---|---|
| P1 | 3.2694 | 3.2 | 1.0217 |
| P2 | 3,2421 | 3.2 | 1.0131 |
| P3 | 3.1811 | 3.2 | 0.9941 |
| P4 | 3.1197 | 3.2 | 0.975 |

**ANNEXE B**

---

- **Calcule de moment max :**

**Tableau des Moments max**

| Chargement | | $M_0$ (t.m) | Poutre 1 | | Poutre 2 | | Poutre 3 | | Poutre 4 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $K_{\alpha moy}$ | $M_{réel}$ (t.m) | $K_{\alpha moy}$ | $M_{réel}$ (t.m) | $K_{\alpha moy}$ | $M_{réel}$ (t.m) | $K_{\alpha moy}$ | $M_{réel}$ (t.m) |
| G | | 294.46 | 1 | 294.46 | 1 | 294.46 | 1 | 294.46 | 1 | 294.46 |
| A(l) | 1 voie | 46.65 | 1.058 | 49.36 | 1.016 | 47.04 | 1.197 | 55.830 | 1.257 | 58.64 |
| | 2voies | 93.28 | 1.022 | 95.33 | 1.004 | 93.65 | 0.996 | 92.91 | 0.980 | 91.41 |
| Bc | 1 file | 53.80 | 1.060 | 57.03 | 1.011 | 54.39 | 1.216 | 65.42 | 1.284 | 69.08 |
| | 2 files | 99.74 | 1.032 | 102.93 | 1.007 | 100.44 | 1.062 | 105.92 | 1.071 | 106.82 |
| Bt | 1 file | 33.695 | 1.049 | 35.35 | 1.016 | 34.23 | 1.142 | 38.48 | 1.180 | 39.76 |
| | 2 files | 67.895 | 1.018 | 69.12 | 1.005 | 68.23 | 0.959 | 65.11 | 0.930 | 63.14 |
| Mc120 | | 91.498 | 1.020 | 93.328 | 1.010 | 92.413 | 0.995 | 91.041 | 0.977 | 89.394 |
| D240 | | 137.642 | 1.022 | 140.67 | 1.013 | 139.431 | 0.994 | 136.816 | 0.975 | 134.201 |
| St | | 8.959 | 1 | 8.959 | 1 | 8.959 | 1 | 8.959 | 1 | 8.959 |

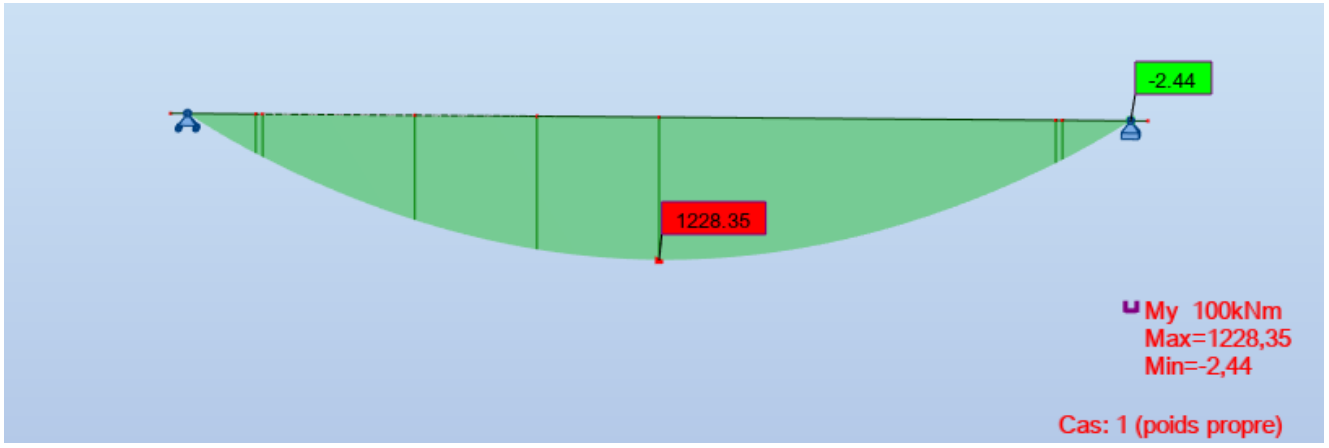
# ANNEXE C
# Résultats de Calcul Automatique

**ANNEXE C**

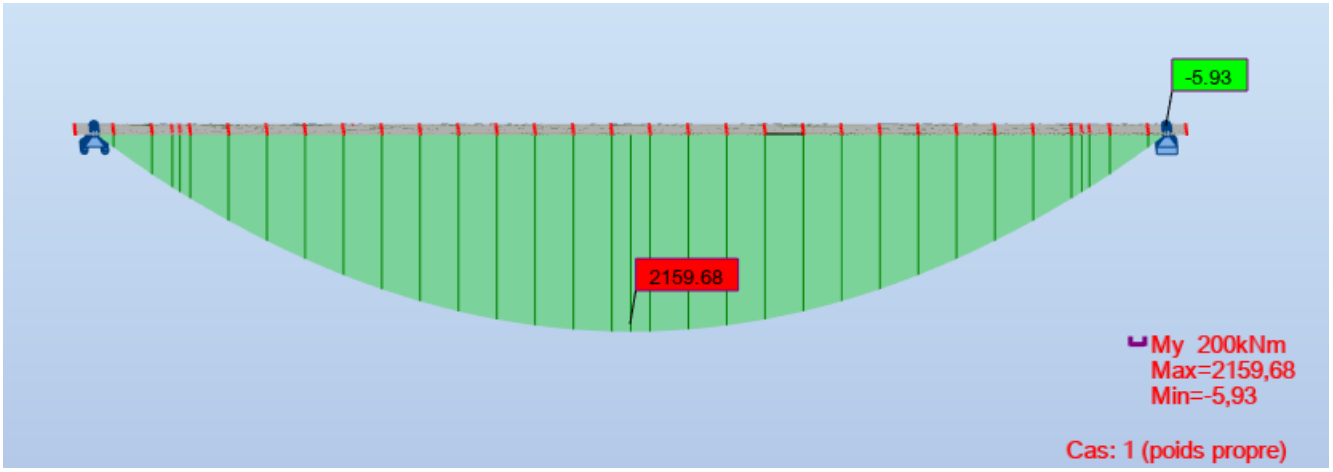
## C.1 LES MOMENTS FLECHISSANTS

**Résultats de ROBOT STRUCTURAL ANALYSES :**

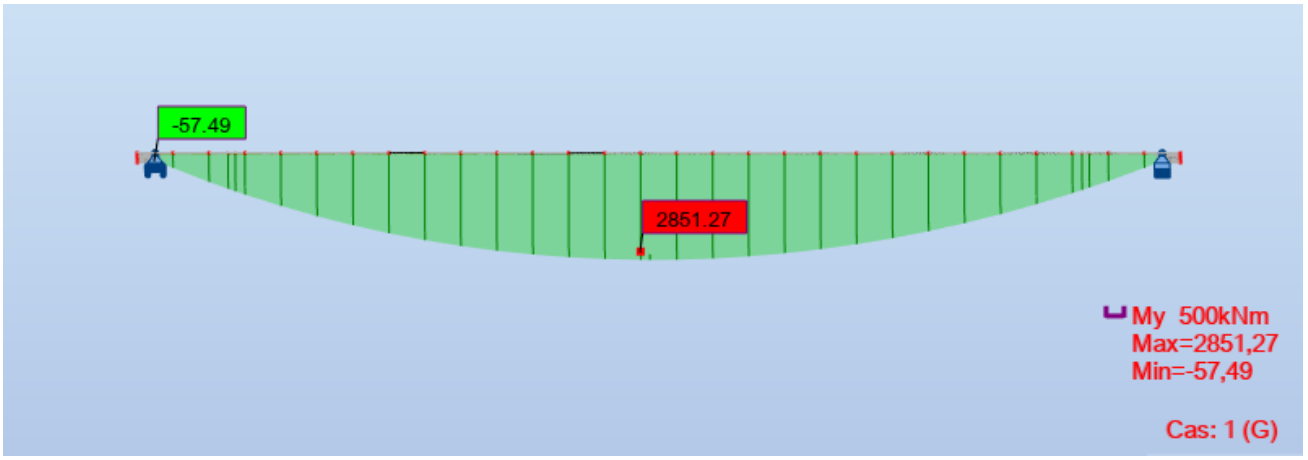
**Moment fléchissant sous poids propre d'une seule poutre**




**Moment fléchissant d'une poutre + dalle**



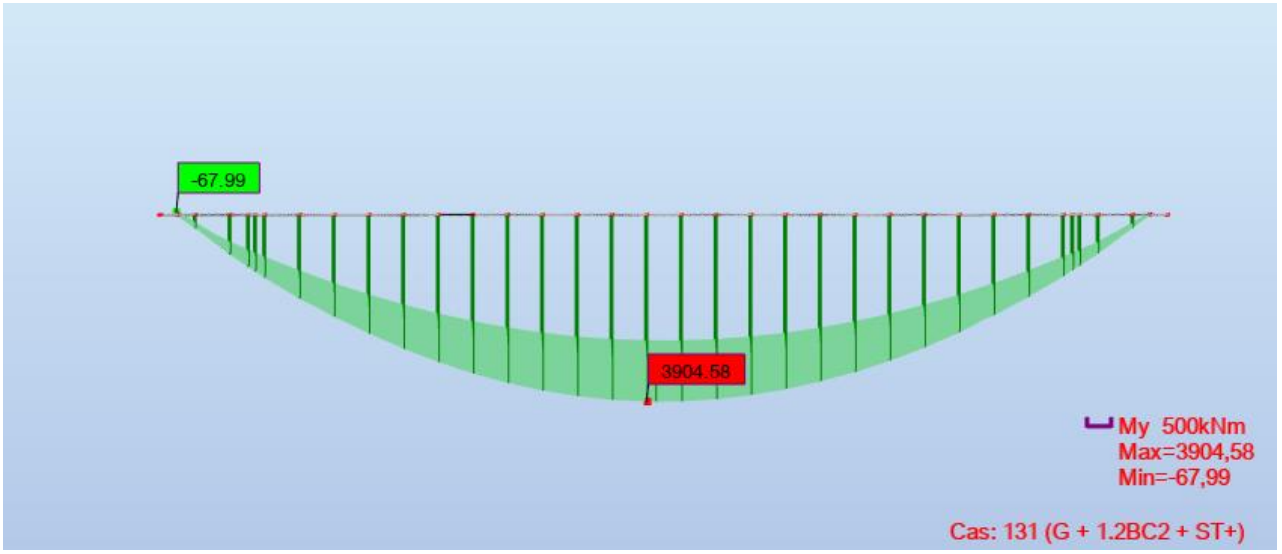

**Moment fléchissant sous CP+CCP (G)**



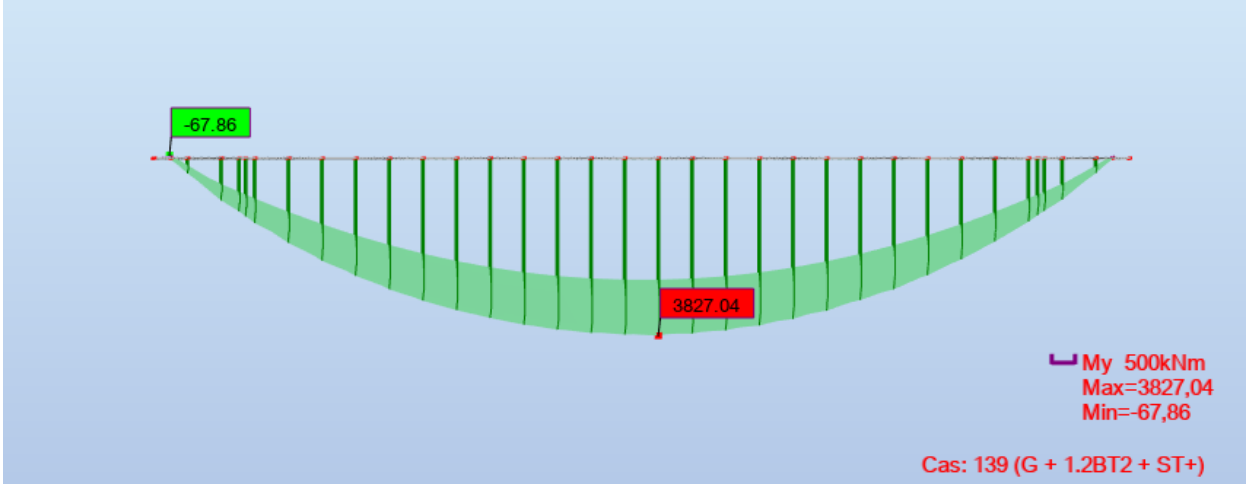
**ELS : G + 1.2 AL + ST**




**ELS : G + 1.2 BC + ST**



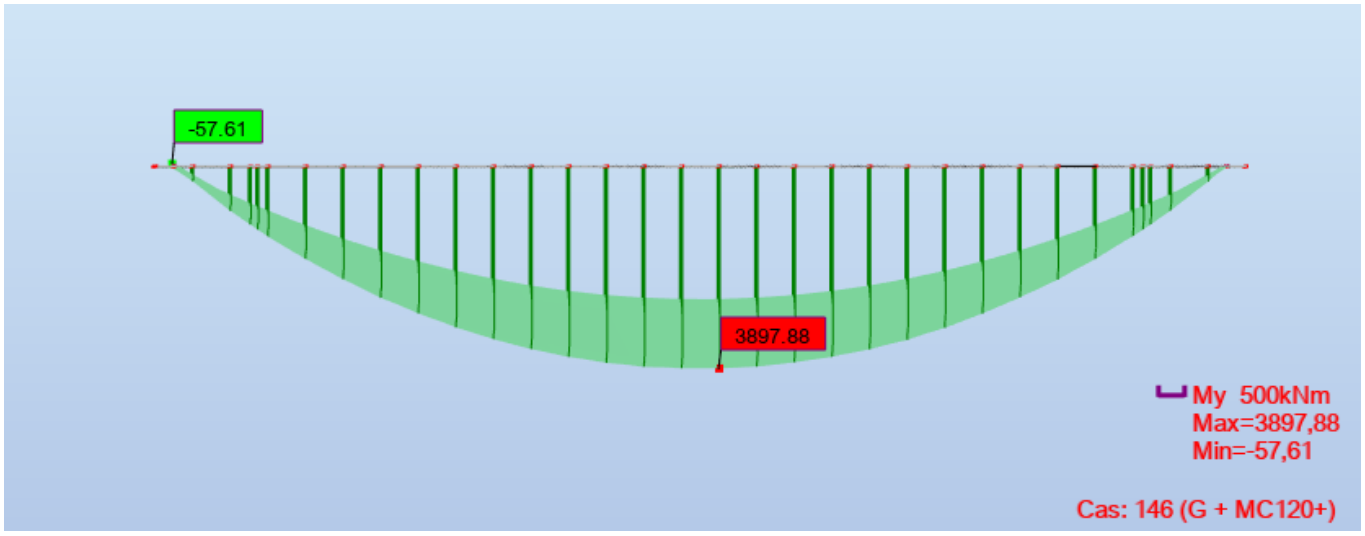

**ELS : G + 1.2 BT + ST**



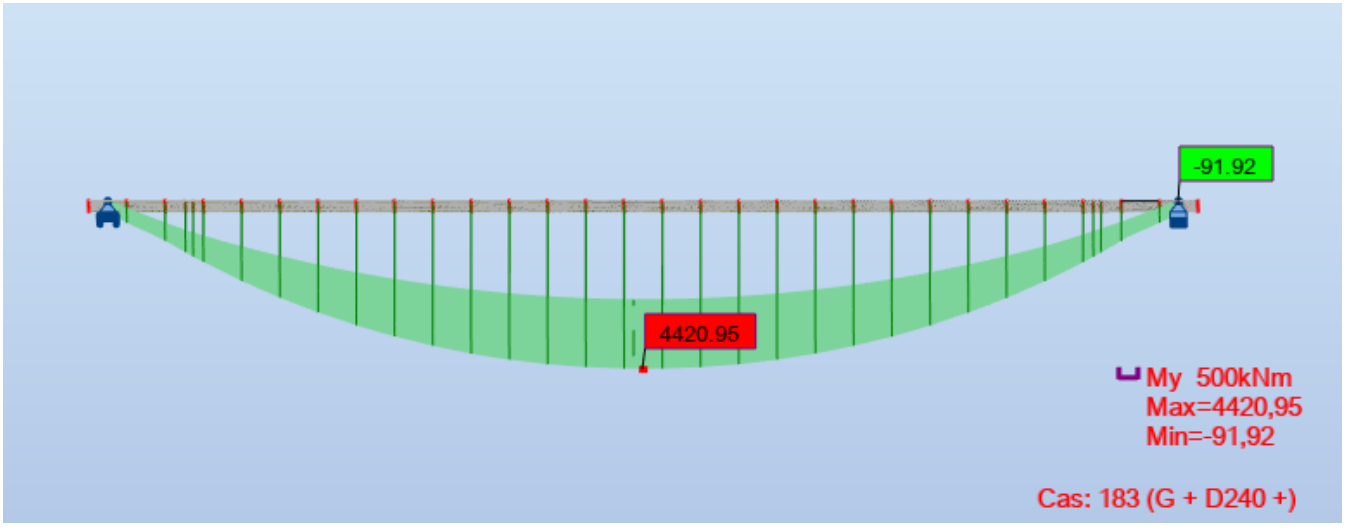
**ANNEXE C**

---

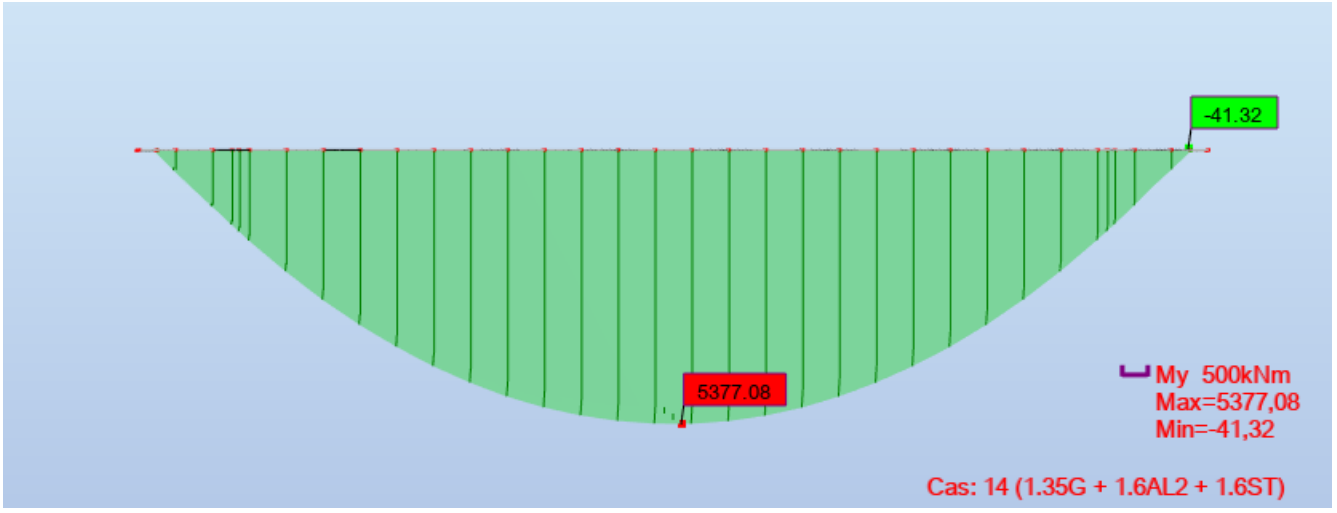
**ELS: G + MC120**



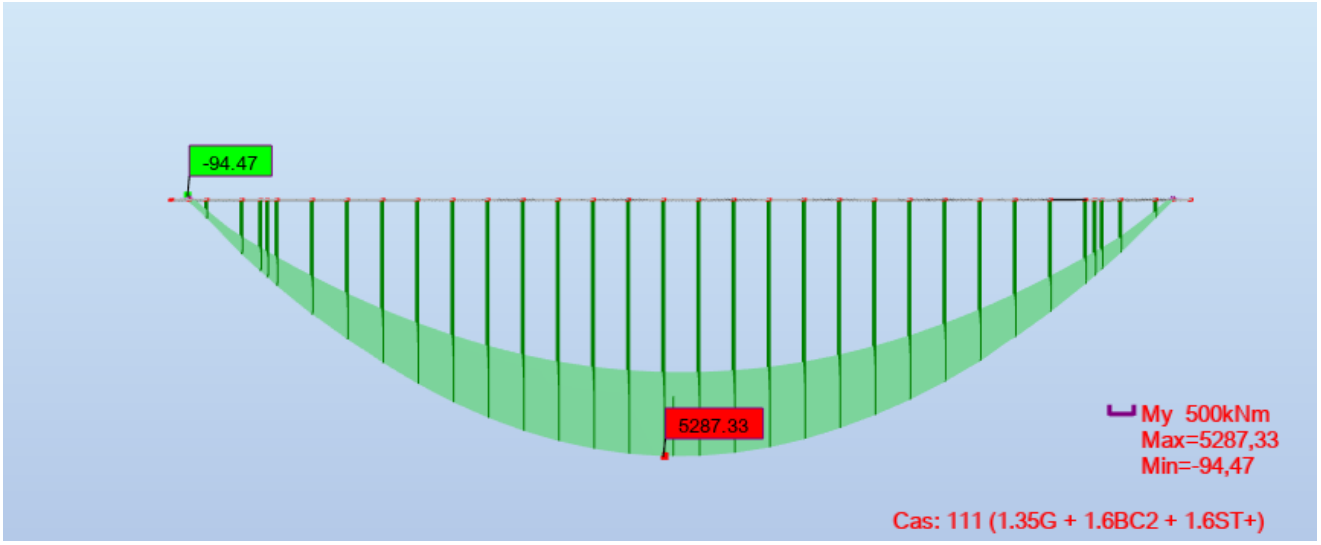

**ELS : G + D240**



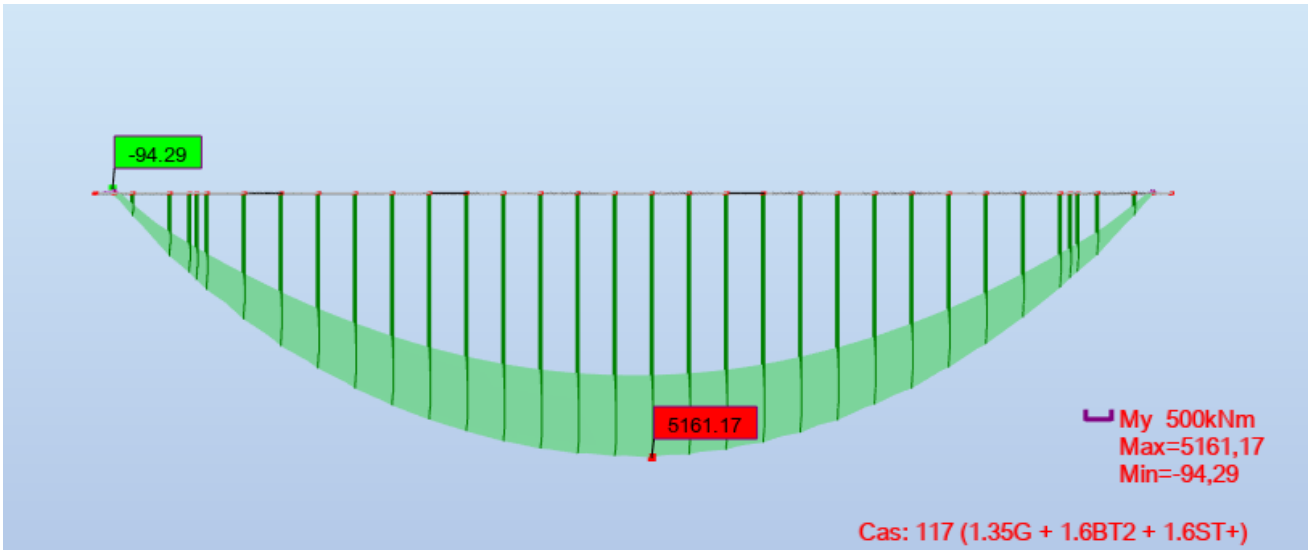

**ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)**



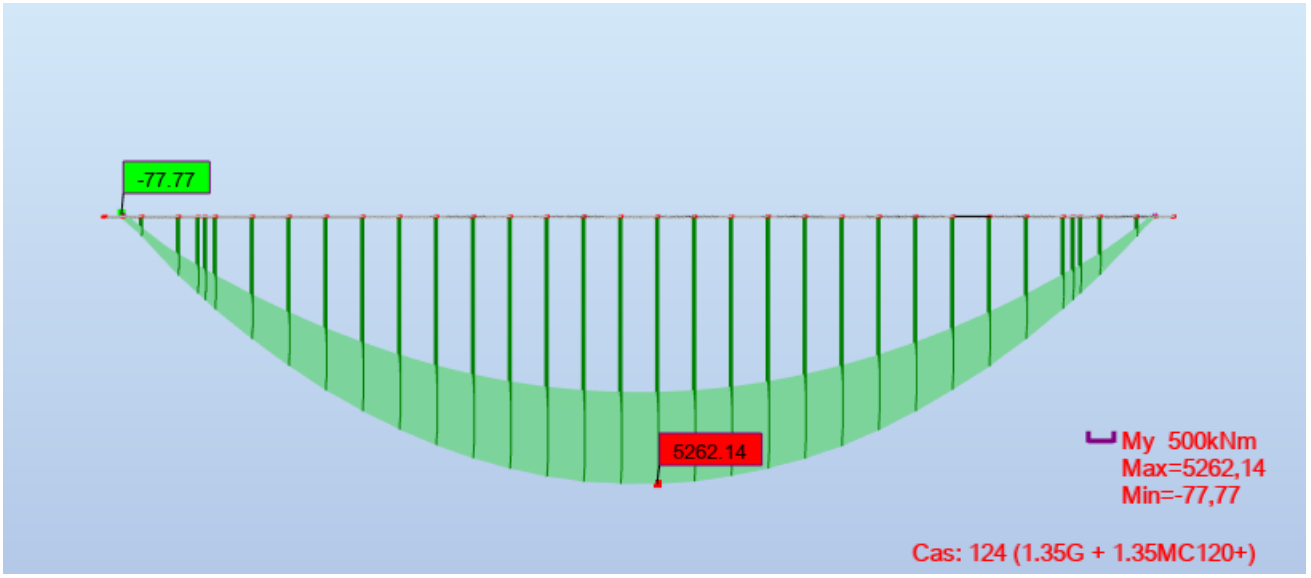
**ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)**




**ELU : 1.35 G + 1.6 (BT+ ST)**



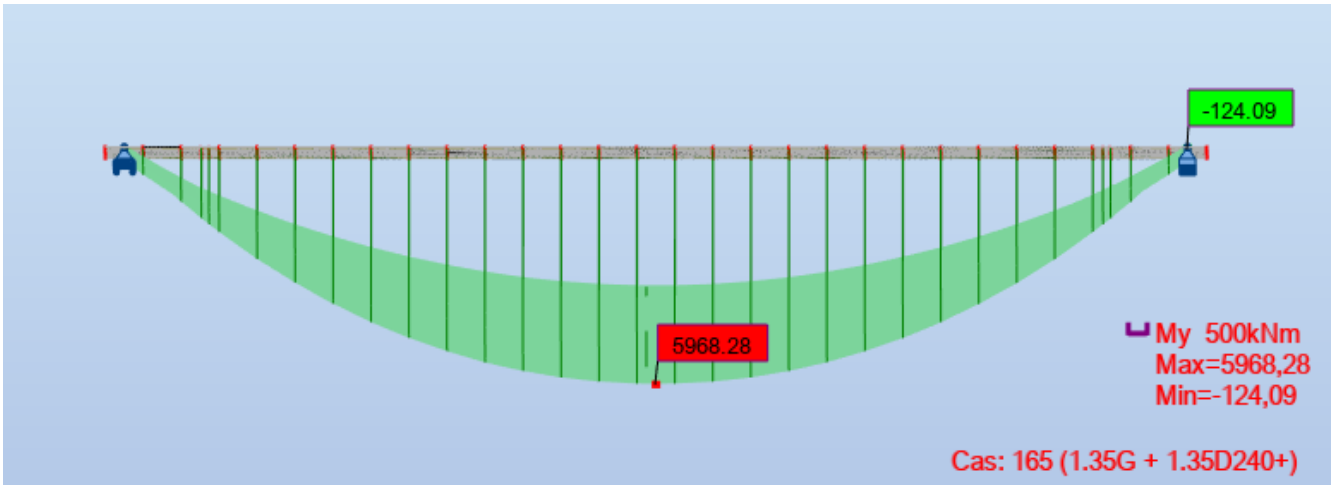

**ELU : 1.35 G + 1.35 MC120**



**ANNEXE C**

---

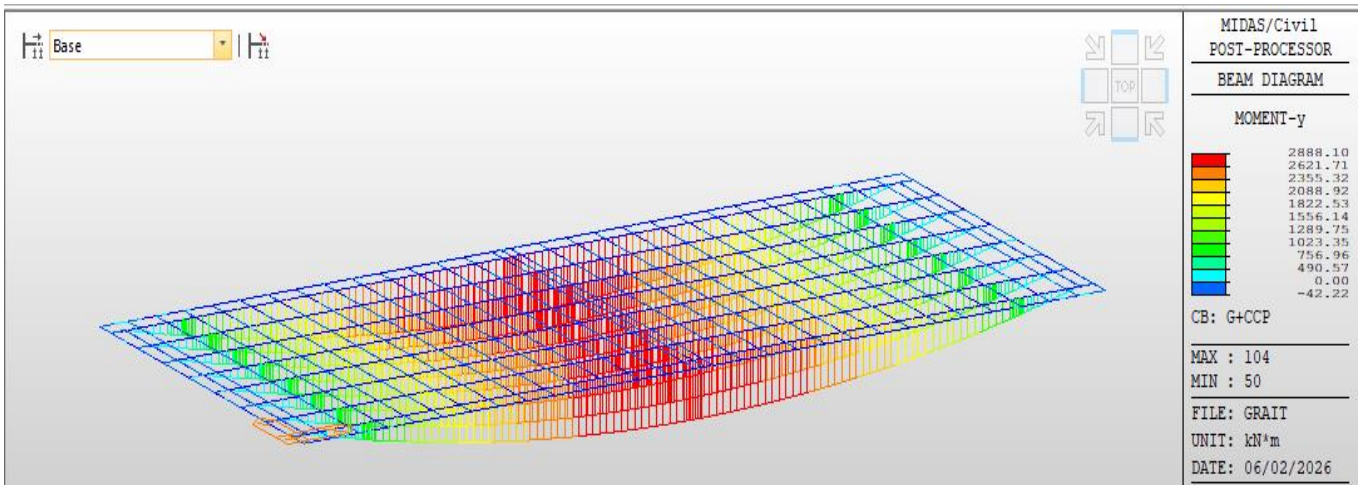
**ELU : 1.35 G + 1.35 D240**



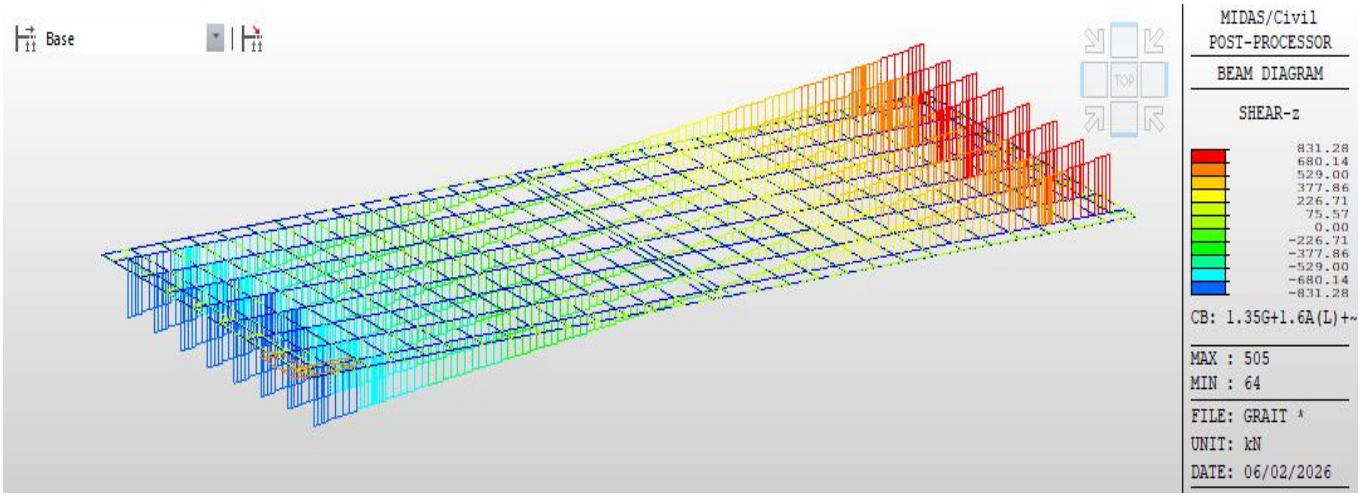
**ANNEXE C**

## Résultats de MIDAS CIVIL :

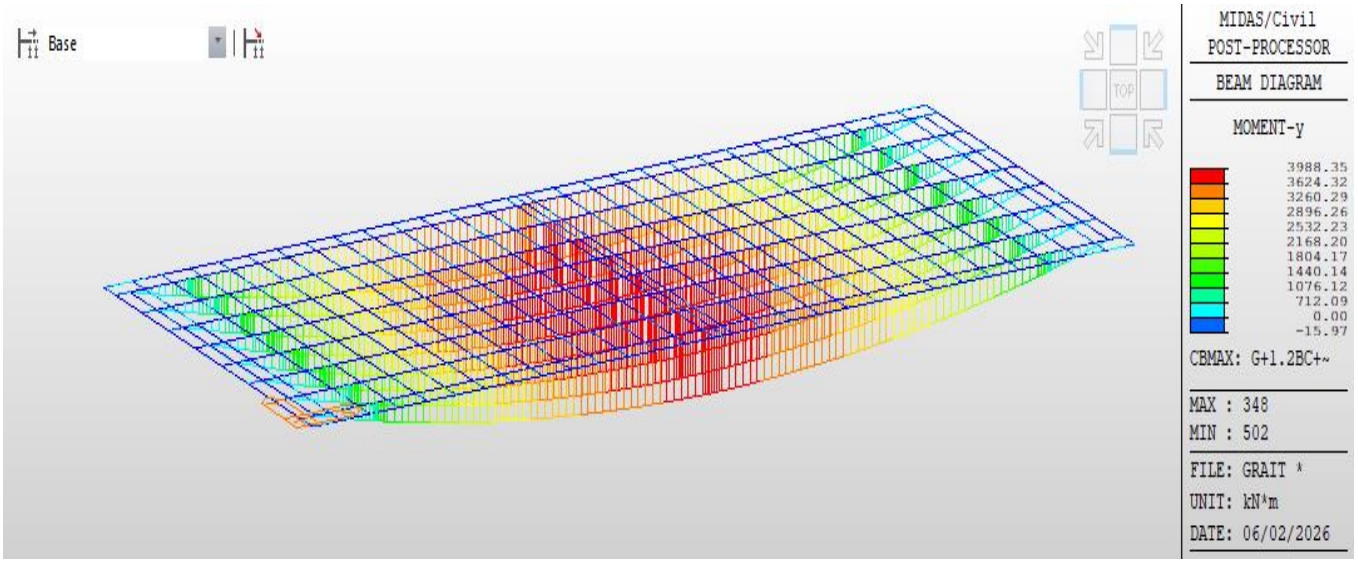
### Moment fléchissant sous CP+CCP (G)




### ELS : G + 1.2 AL + ST



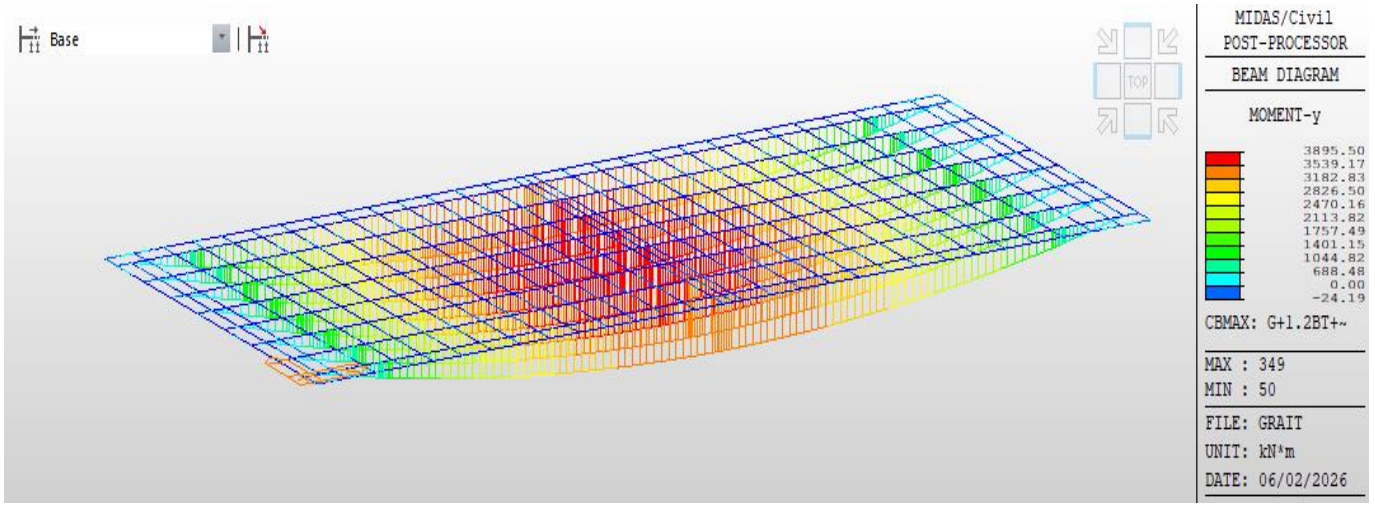

### ELS : G + 1.2 BC + ST



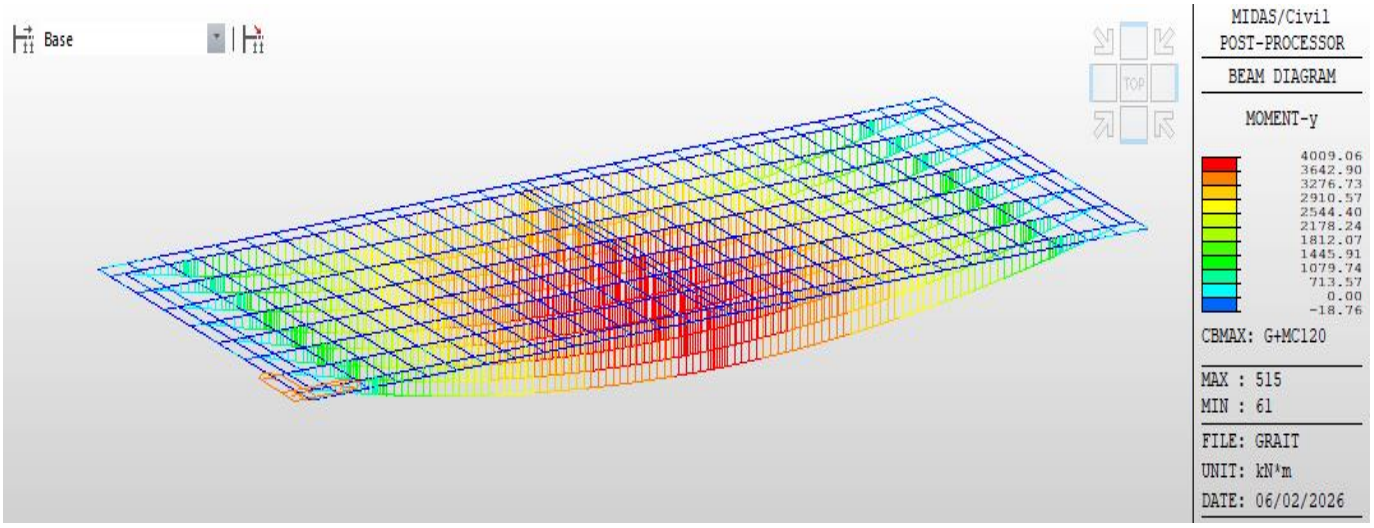
**ANNEXE C**

---

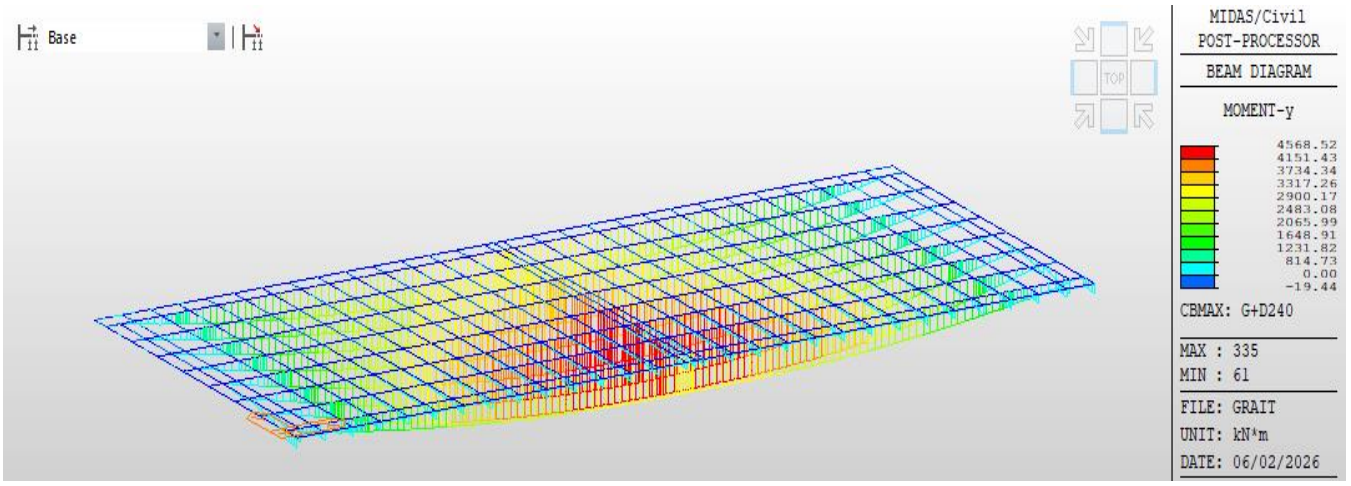
**ELS : G + 1.2 BT + ST**




**ELS : G + MC120**



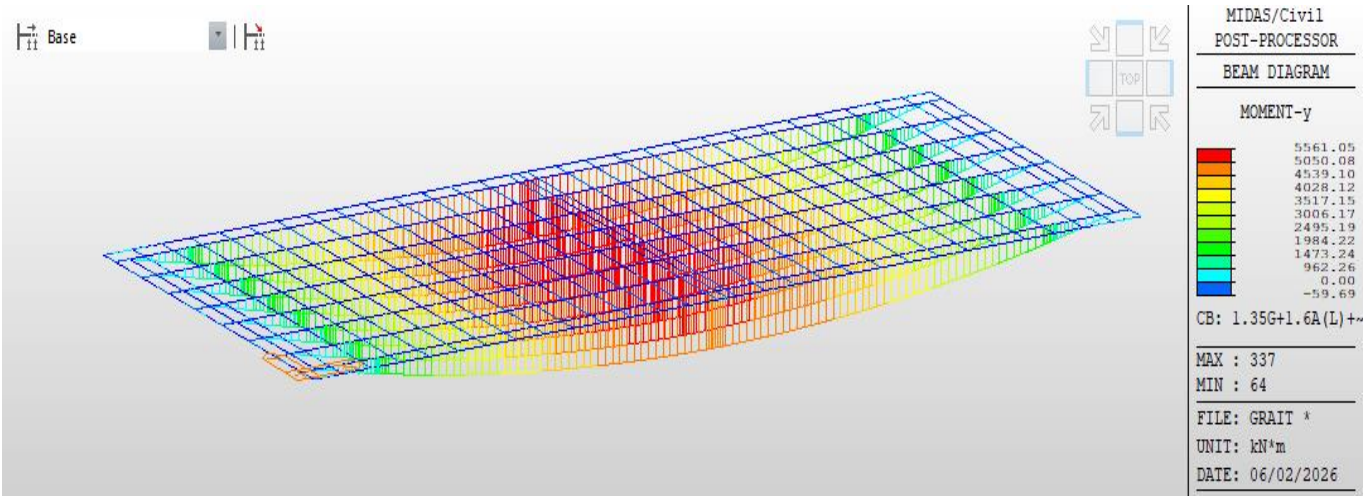

**ELS : G + D240**



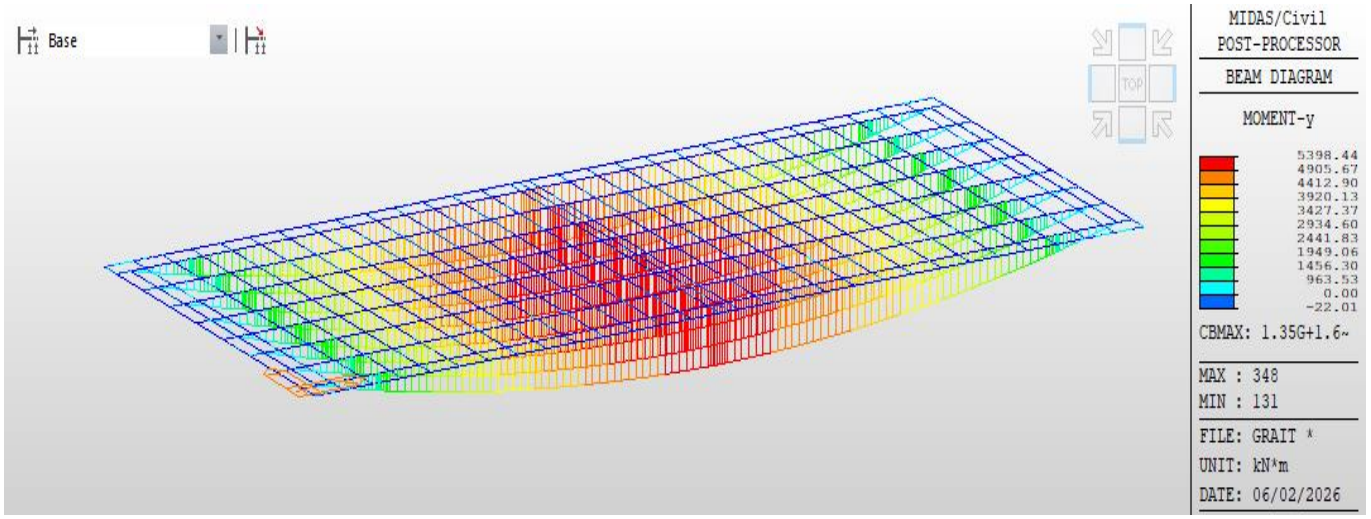
**ANNEXE C**

---

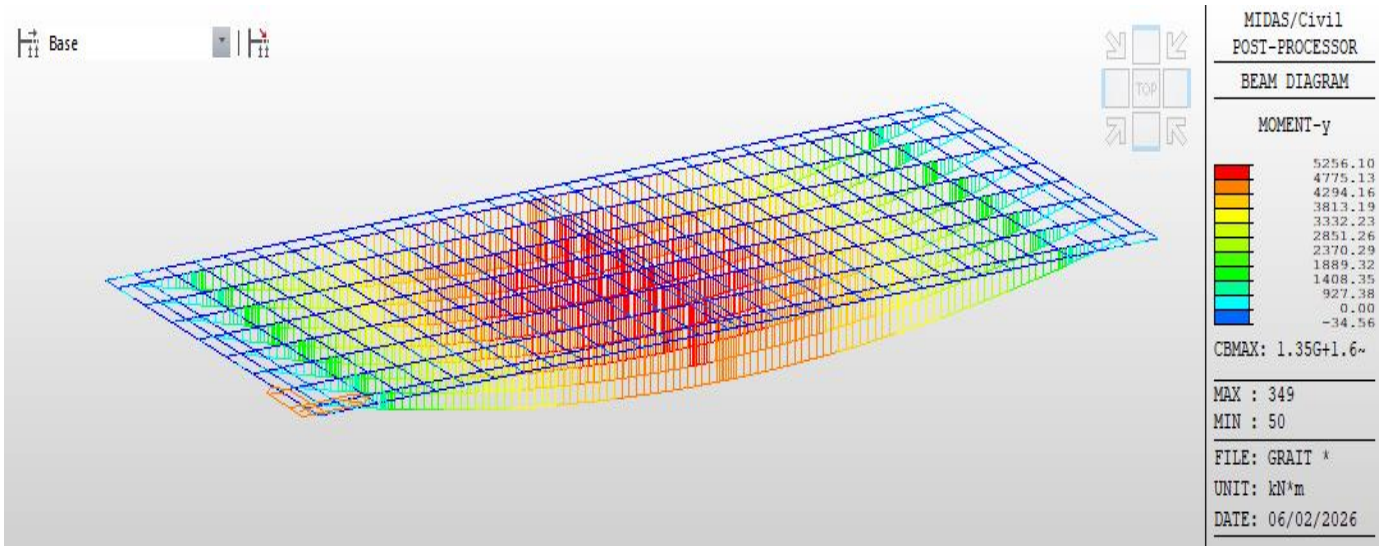
**ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)**




**ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)**



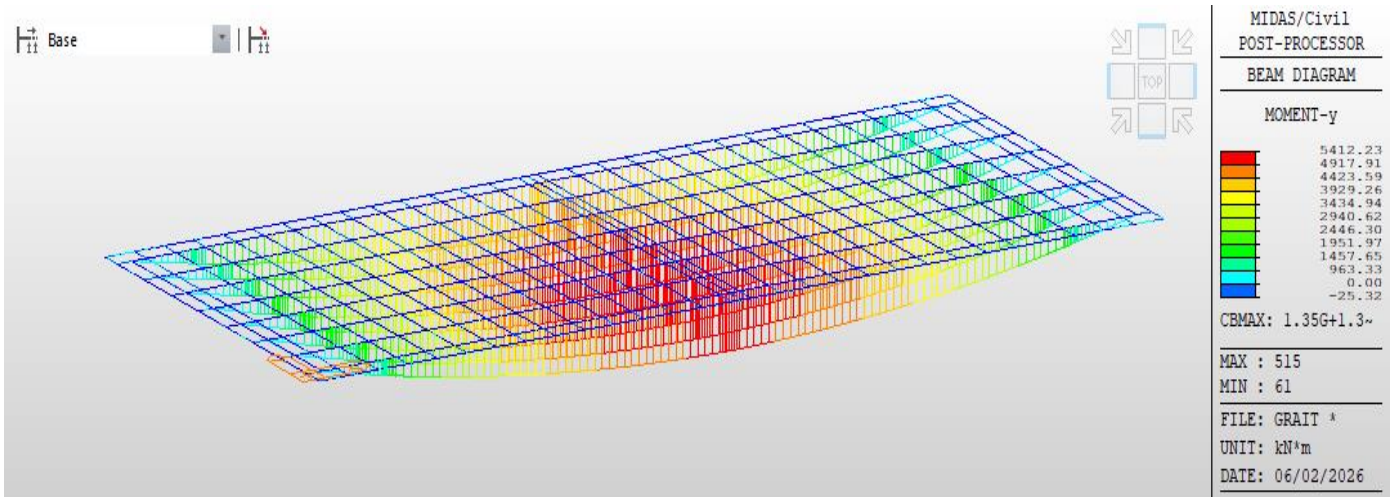

**ELU : 1.35 G + 1.6 (BT+ ST)**



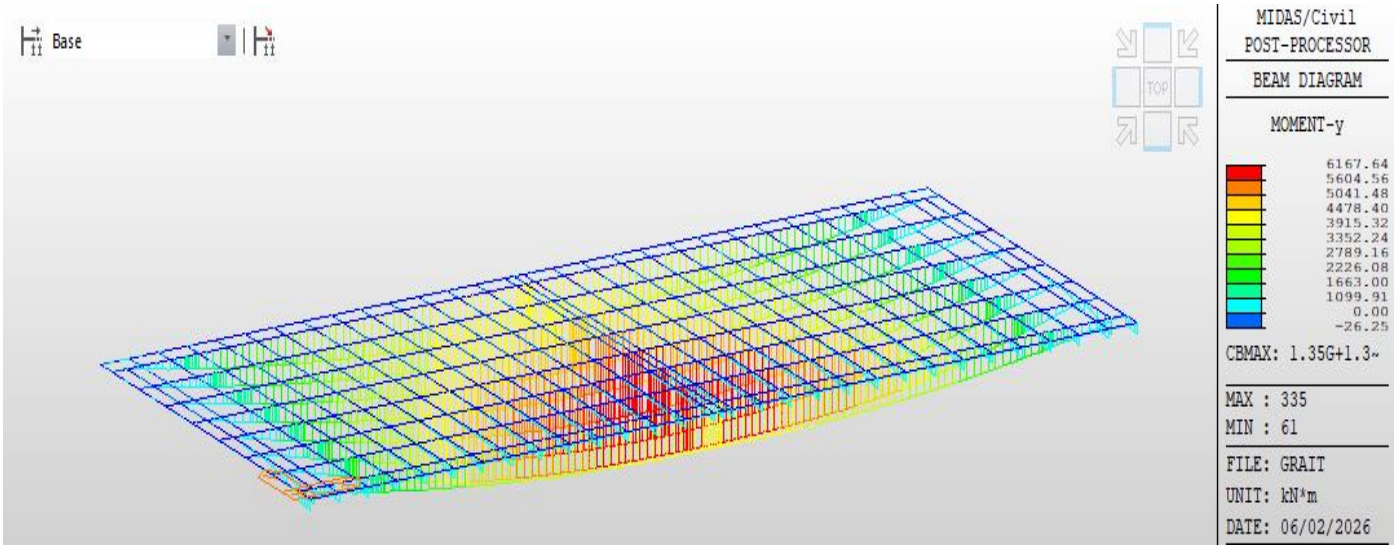
**ANNEXE C**

---

**ELU : 1.35 G + 1.35 MC120**



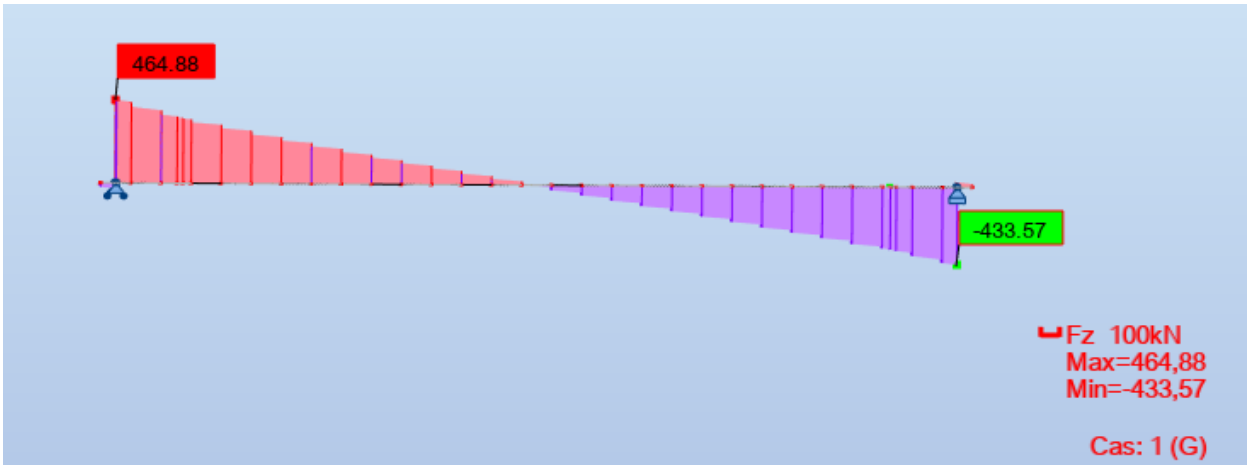

**ELU : 1.35 G + 1.35 D240**



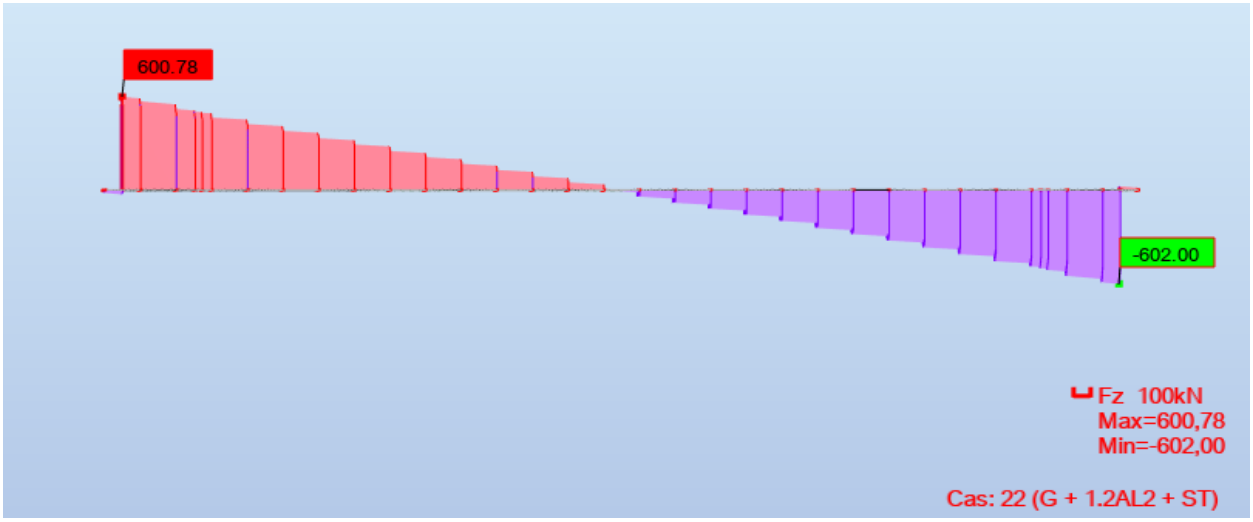
## C.2 LES EFFORTS TRANCHANTS :

## Résultats de ROBOT STRUCTURAL ANALYSES :

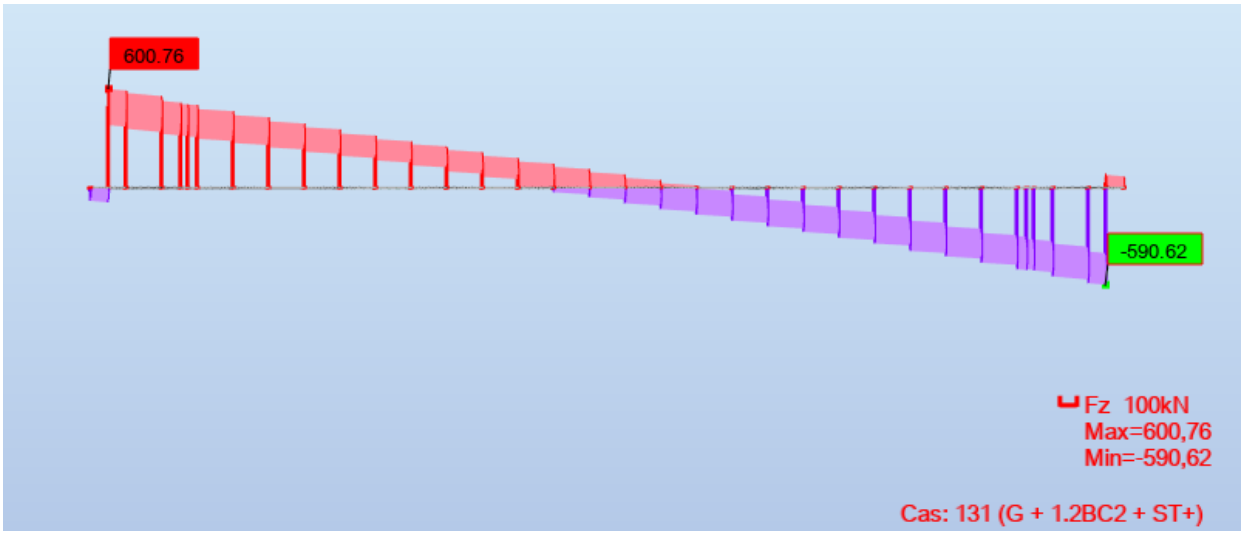
**Effort tranchant sous CP + CCP (G)**



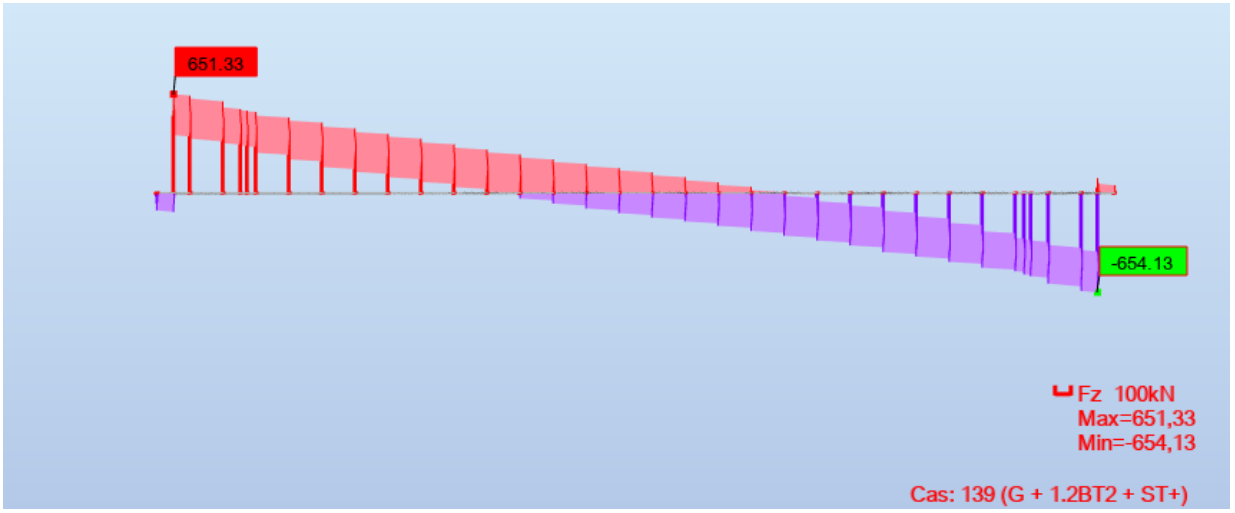

**ELS : G + 1.2 AL + ST**



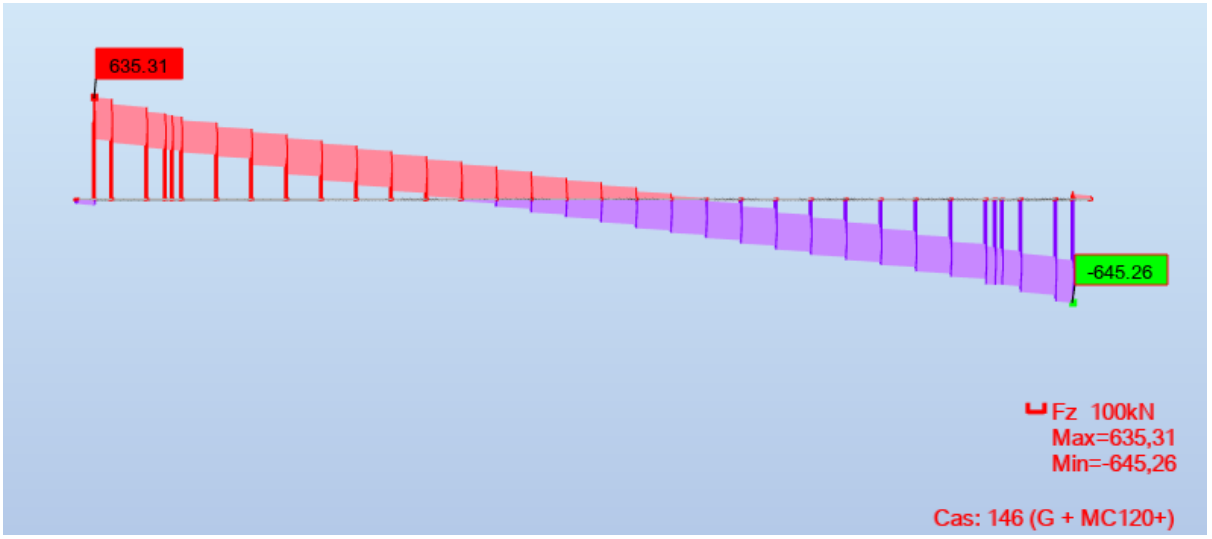

**ELS : G + 1.2 BC + ST**



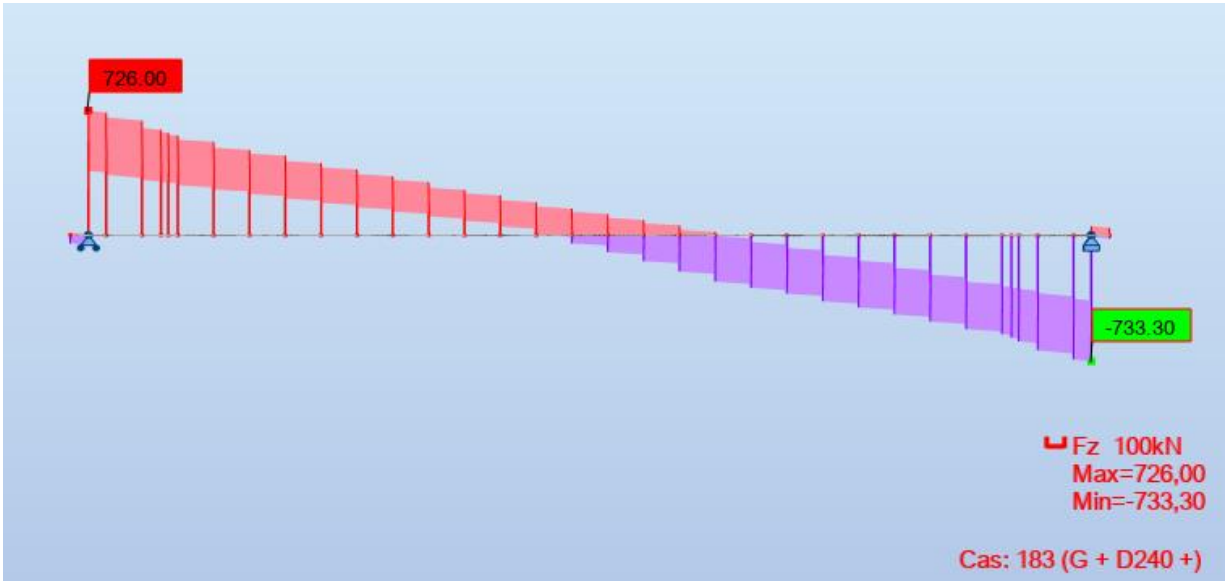
**ELS : G + 1.2 BT + ST**




**ELS : G + MC120**



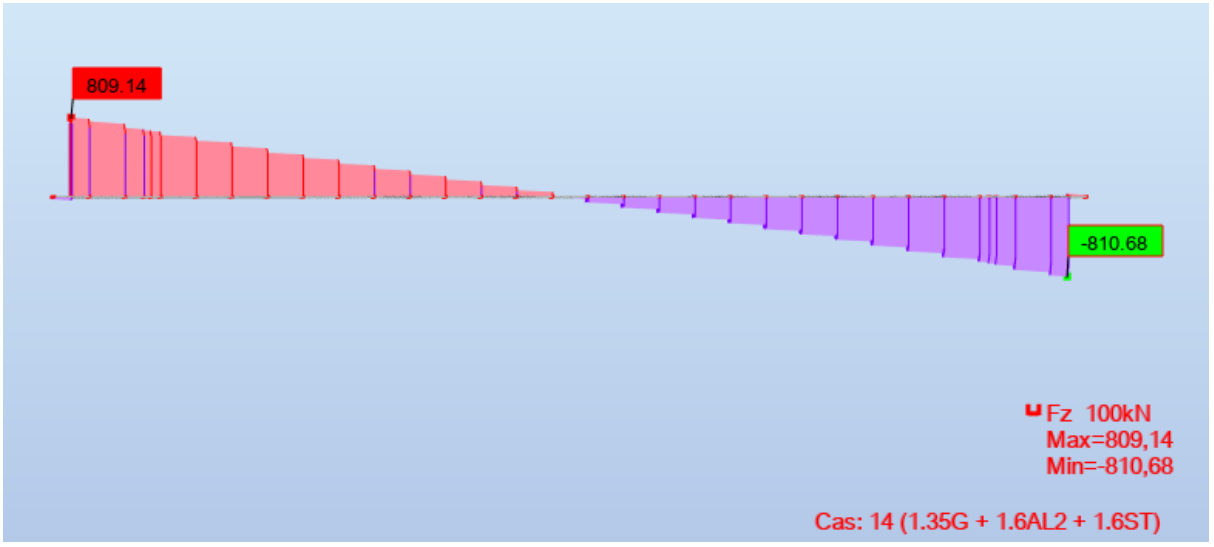

**ELS : G + D240**



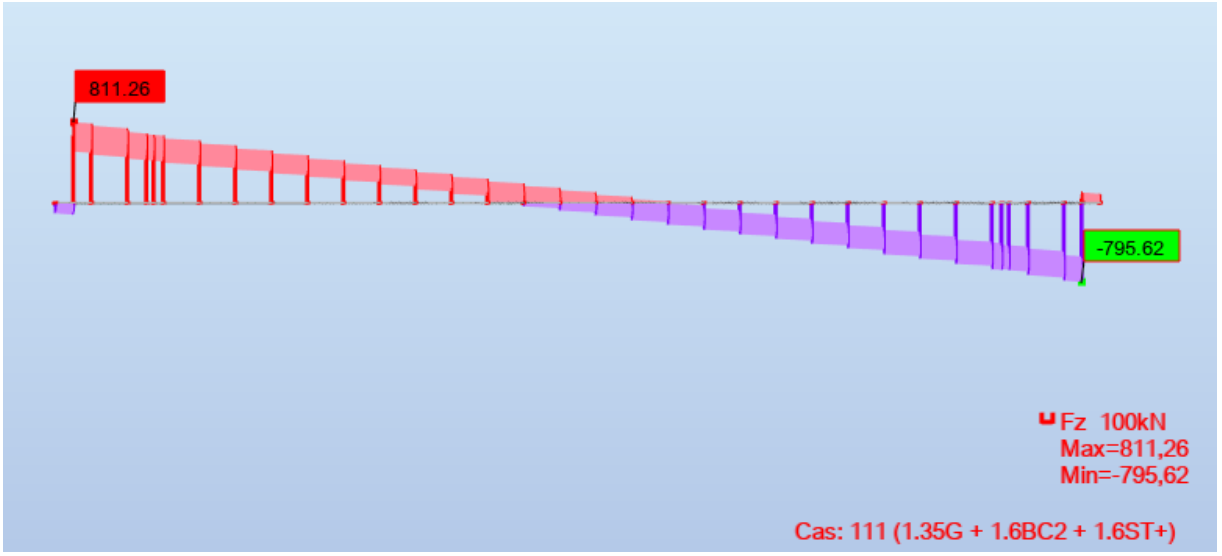
**ANNEXE C**

---

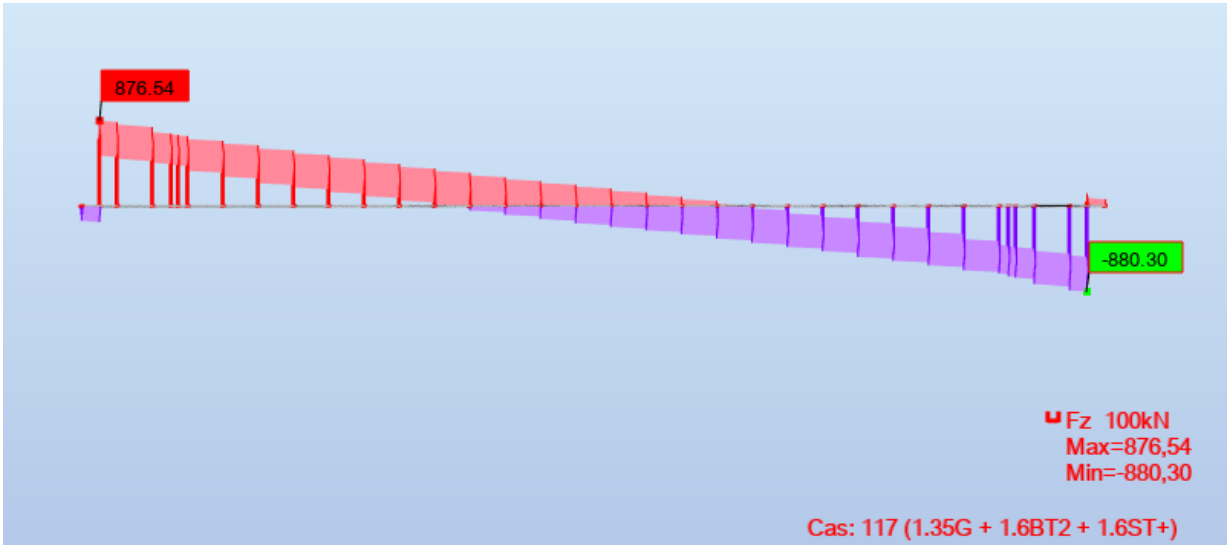
**ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)**



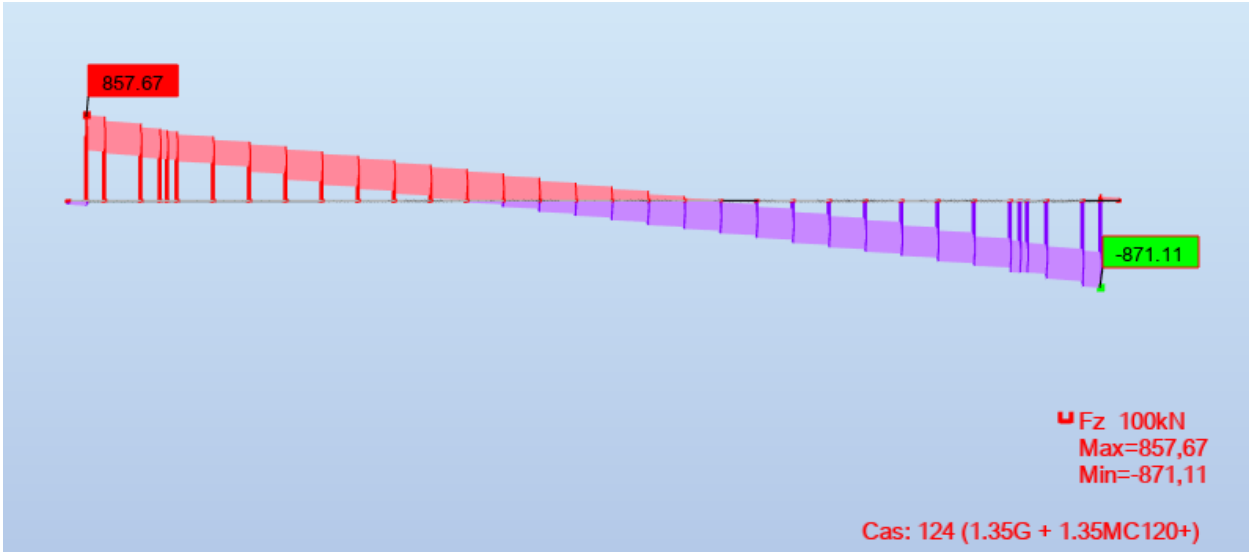

**ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)**



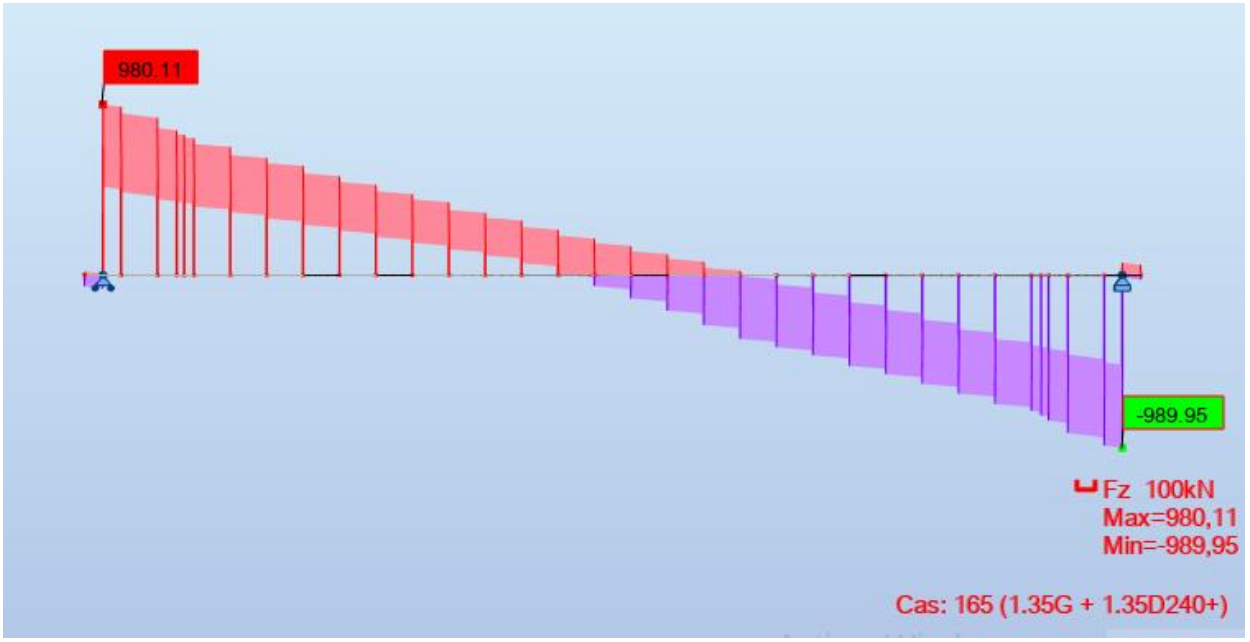

**ELS : G + 1.2 (BT+ ST)**



**ELU : 1.35 G + 1.35 MC120**



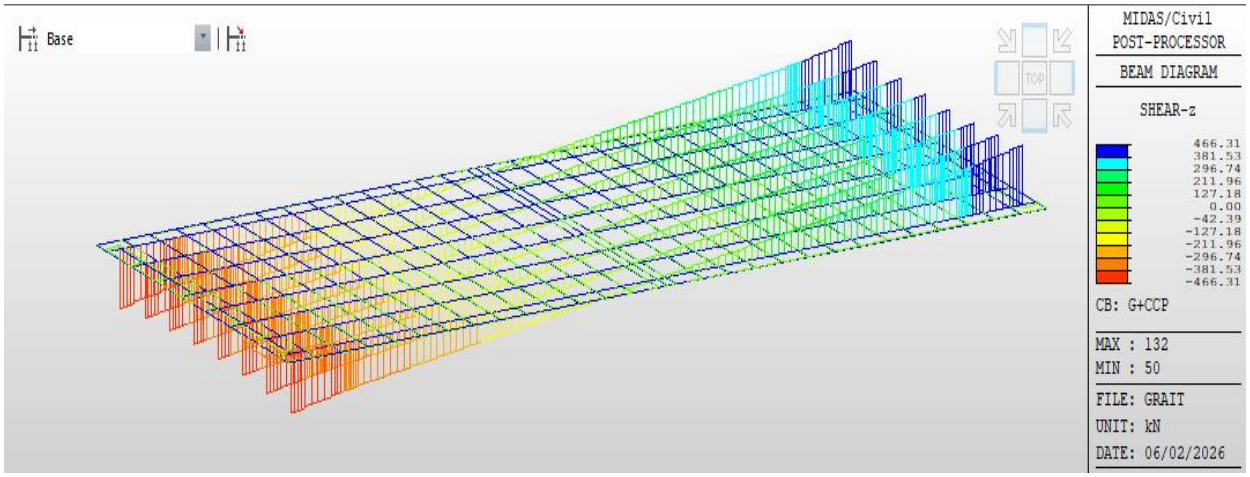

**ELU : 1.35 G + 1.35 D240**



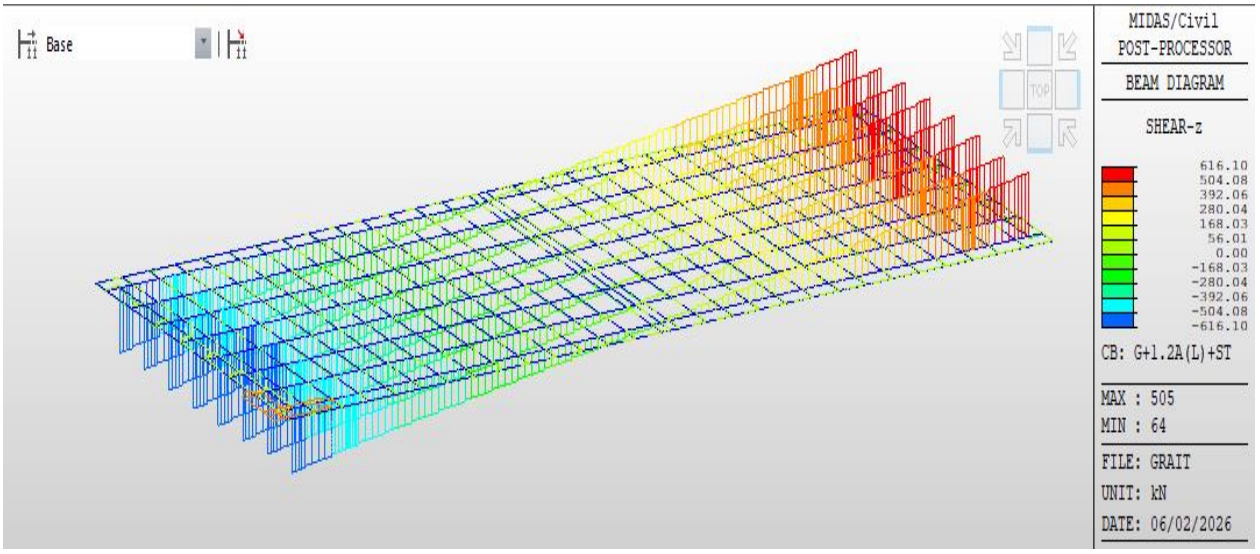
**ANNEXE C**

## Résultats de MIDAS CIVIL :

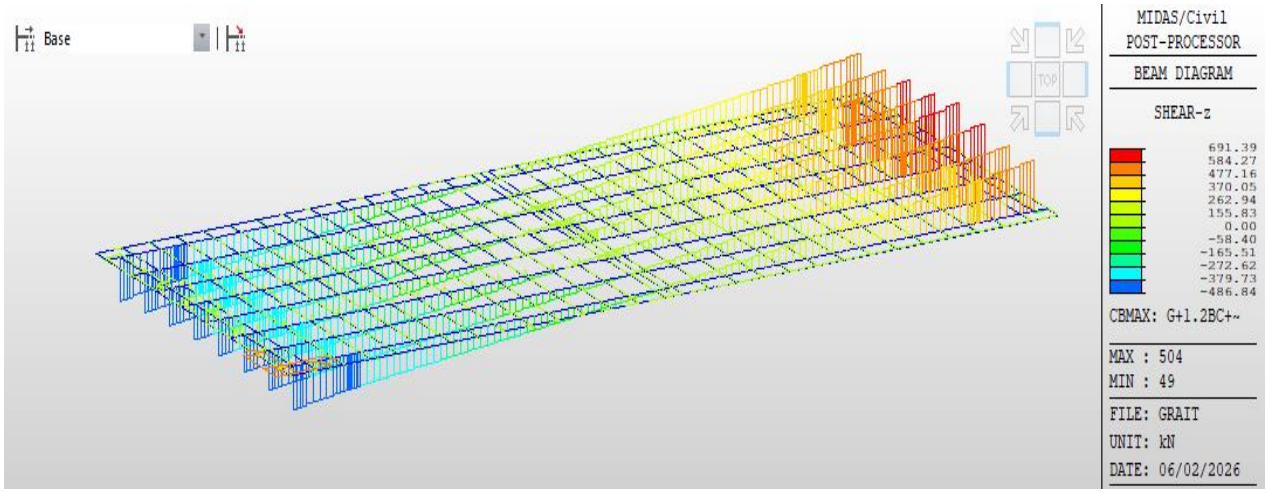
**Effort tranchant sous CP + CCP (G)**




**ELS : G + 1.2 AL + ST**



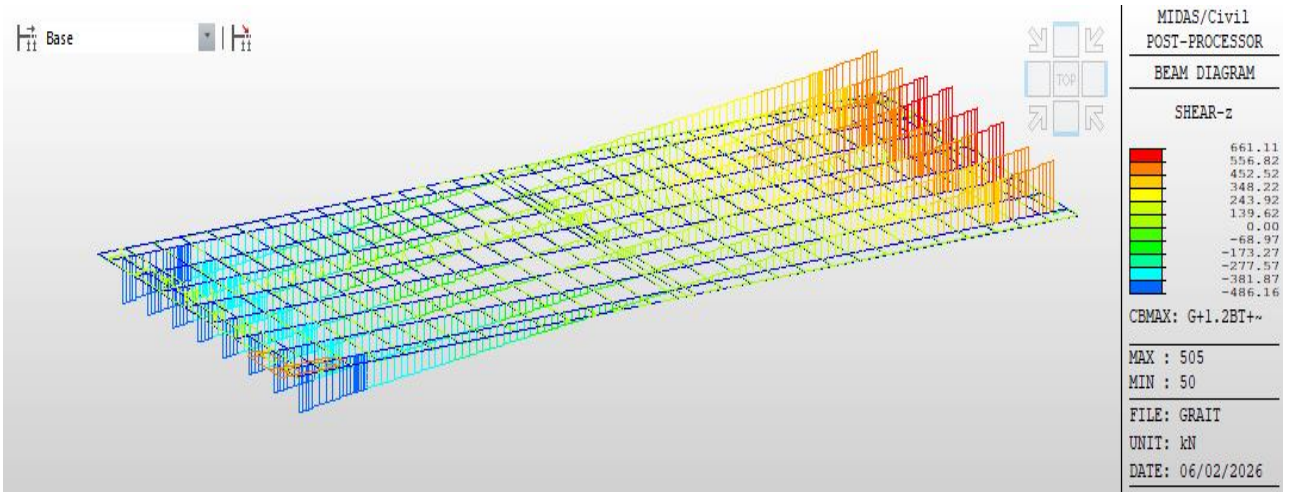

**ELS : G + 1.2 BC + ST**



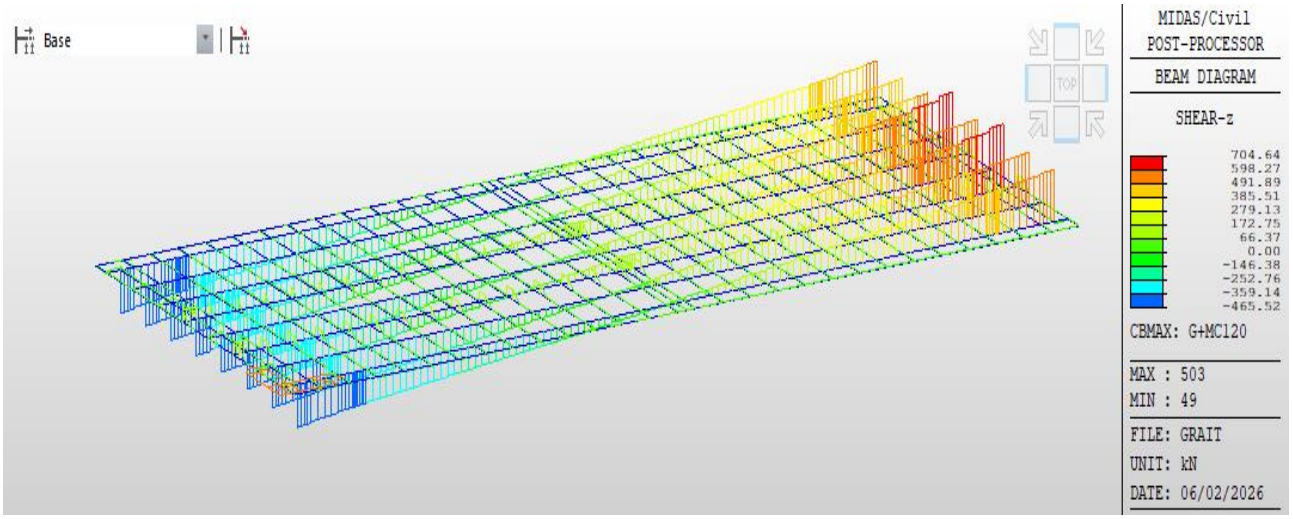
**ANNEXE C**

---

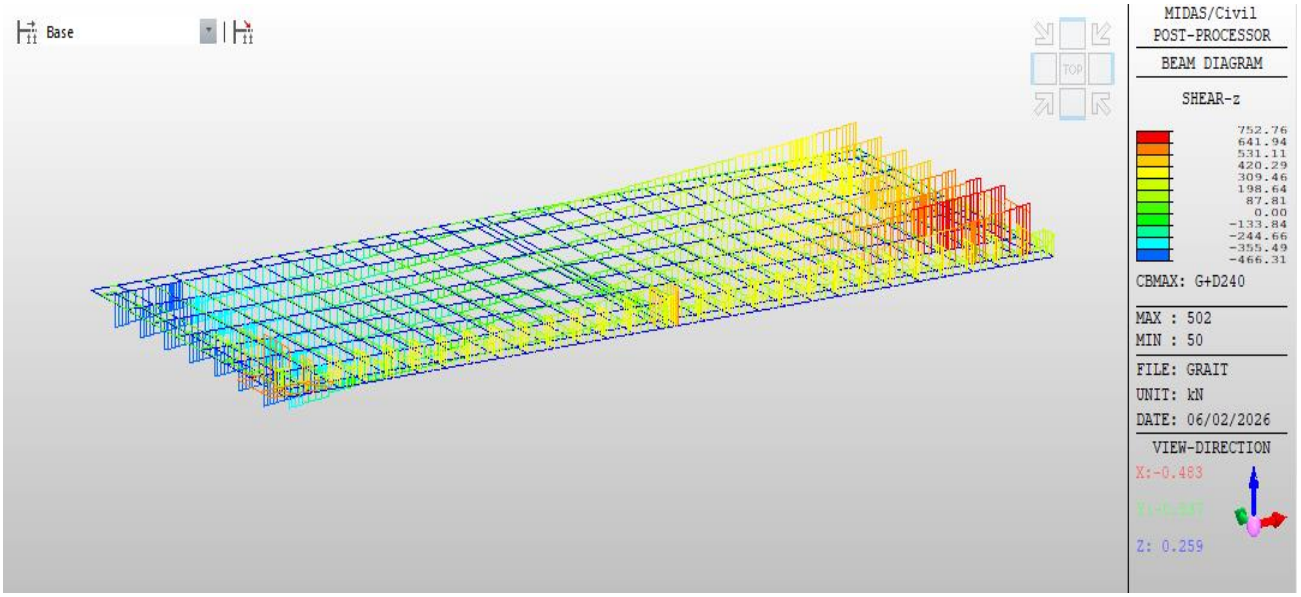
**ELS : G + 1.2 BT + ST**




**ELS : G + MC120**



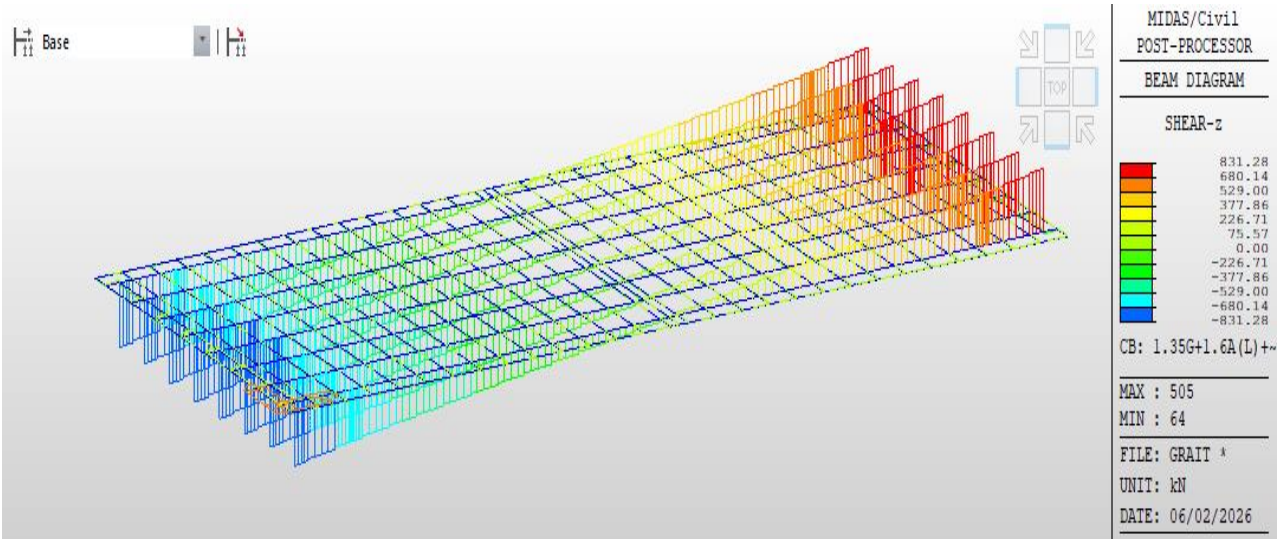

**ELS : G + D240**



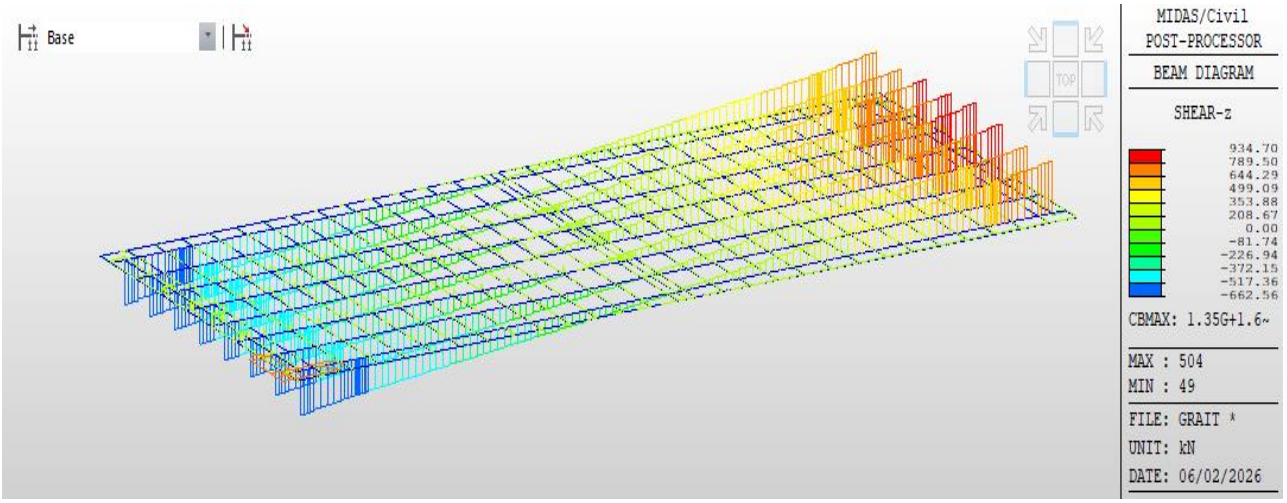
**ANNEXE C**

---

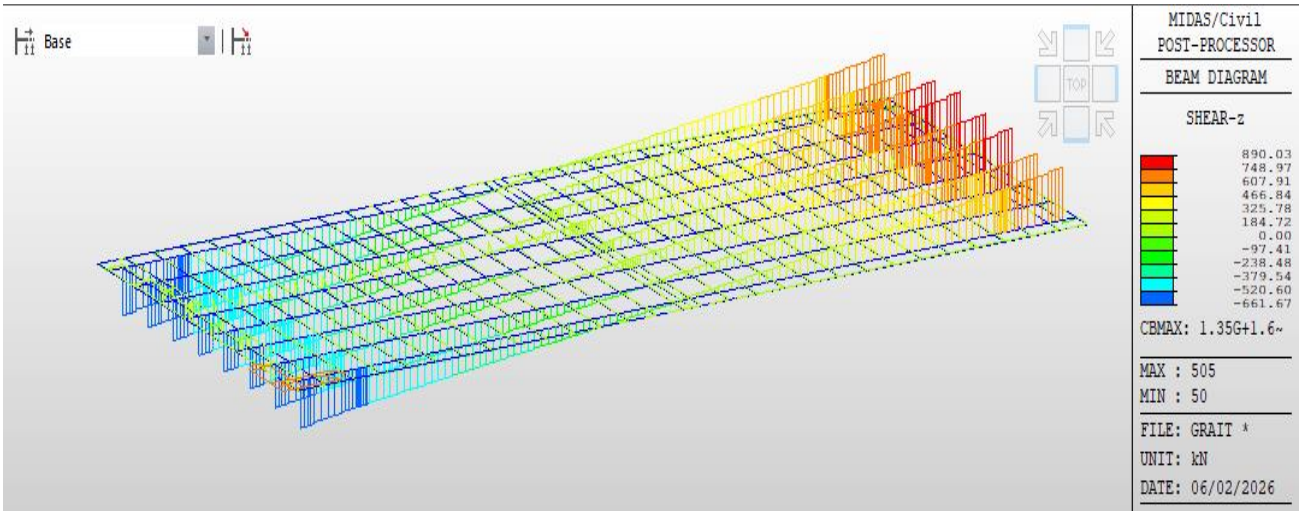
**ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)**




**ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)**



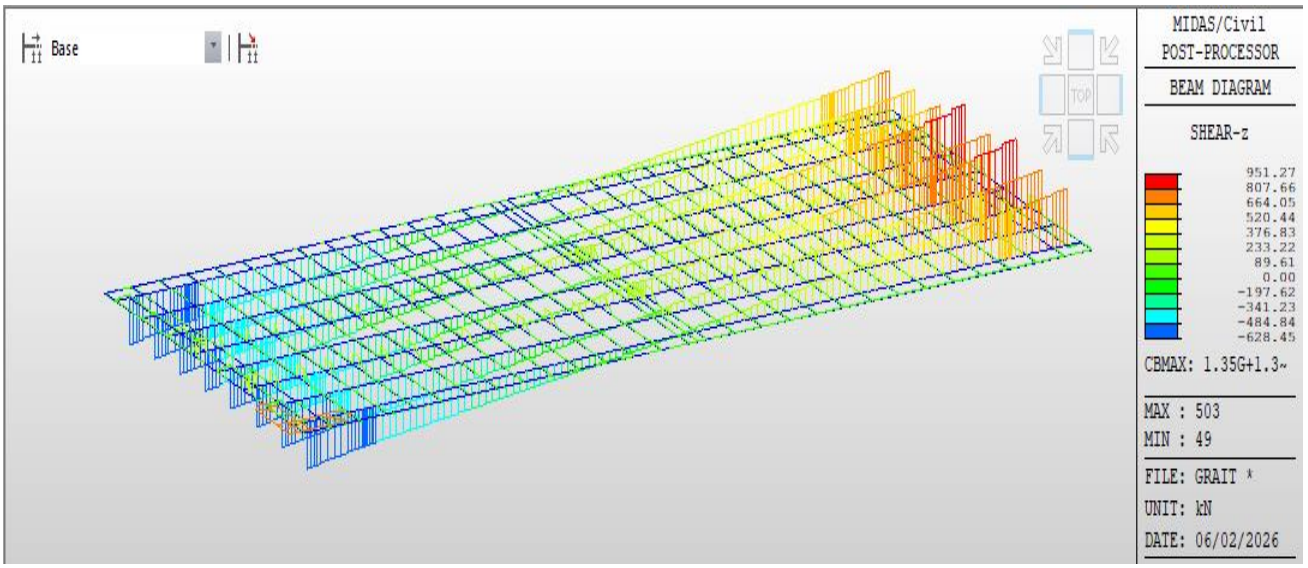

**ELU : 1.35 G + 1.6 (BT + ST)**



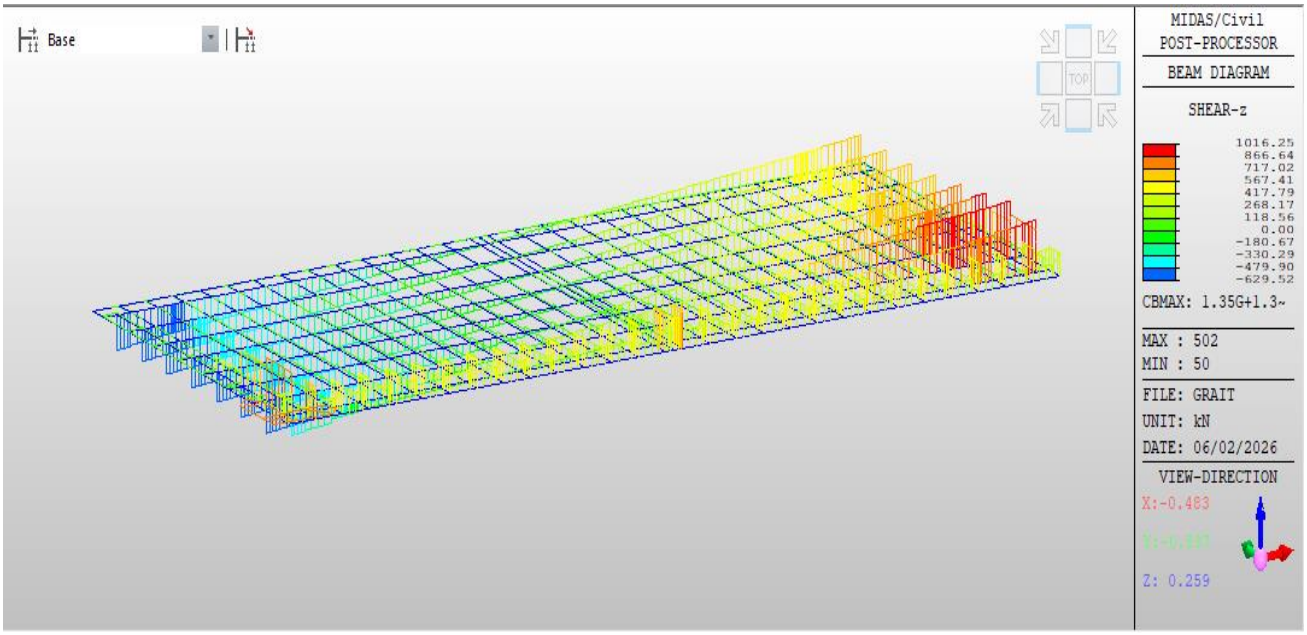
**ANNEXE C**

---

**ELU : 1.35 G + 1.35 MC120**




**ELU : 1.35 G + 1.35 D240**



# ANNEXE D
## FERRAILLAGE

# D.1 Ferraillage d'Entretoise

## Nappe supérieure

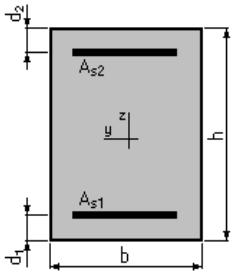
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**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 mod. 99

### 2. Section:




b = 40,0 (cm)
h = 110,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 153,61 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 113,78 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique (cm2) | $A_{s1}$ = 4,6 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,11 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,11 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU $M_{max}$ = 153,61 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,2 (cm)
Bras de levier: Z = 103,7 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0,31 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 113,78 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,4 (cm)

Bras de levier: Z = 99,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 1,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 18,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

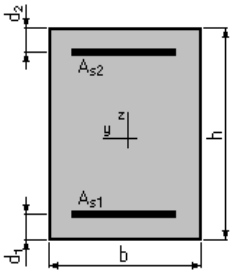
# Nappe inférieur
# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothčses:

**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 mod. 99

## 2. Section:




b = 40,0 (cm)
h = 110,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 476,24 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 352,77 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique (cm2) $A_{s1}$ = 14,8 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,6 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,35 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,11 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** $M_{max}$ **= 476,24 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,1 (cm)
Bras de levier: Z = 100,9 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 1,07 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)

**Cas ELS** $M_{max}$ **= 352,77 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 29,0 (cm)
Bras de levier: Z = 95,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 6,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

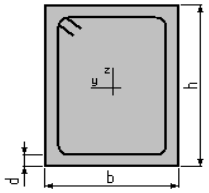
# Armatures transversales
# Calcul de Section à l'effort Tranchant

## 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

## 2. Section :




b = 40,0 (cm)
h = 110,0 (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 | 601,24 | 0,00 |

## 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u$ = 1,4 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

**Armatures transversales**
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1,0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t$ = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : $S_t$ = 15,5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 3*13 (cm)

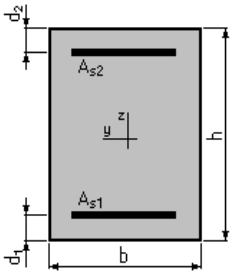
# D2. Ferraillage de l'hourdis
# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothčses:

**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 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 37,25 | -66,52 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 27,70 | -49,65 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique (cm2) $A_{s1}$ = 6,1 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 11,3
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 0,87 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,16 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** $M_{max}$ **= 37,25 (kN*m)** $M_{min}$ **= -66,52 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,42 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,7 (cm)
Bras de levier: Z = 18,5 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 2,27 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)

**Cas ELS** $M_{max}$ **= 27,70 (kN*m)** $M_{min}$ **= -49,65 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)
Bras de levier: Z = 17,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)
comprimée: $\sigma_s'$ = 28,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

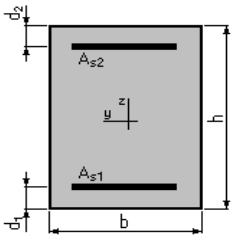
# D3. Ferraillage de la pile
## Calcul de Section en Flexion Composée

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:




b = 900,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 15795,20 | 6474,94 |
| 2. | ELS | 11698,30 | 4754,49 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 108,0 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 108,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 216,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 5400,0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,20 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,20 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^{O}$ 1: Type ELU N = 16433,71 (kN) M = 6474,94 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,01 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 67,2 (cm)
Bras de levier: Z = 88,1 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 2,49 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa) comprimée: $\sigma_s'$ = 434,8 (MPa)

**Cas N$^{O}$ 2: Type ELS N = 12173,12 (kN) M = 4754,49 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,94
Position de l'axe neutre: y = 73,0 (cm)
Bras de levier: Z = 90,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 3,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 11,7 (MPa)
comprimée: $\sigma_s'$ = 44,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

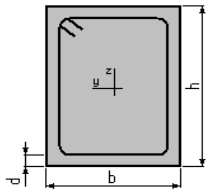
# Calcul de Section à l'effort Tranchant

## 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

## 2. Section :




b = 900,0 (cm)
h = 120,0 (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 | 605,13 | 15795,20 |

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u$ = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

**Armatures transversales**
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t$ = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : $S_t$ = 13,8 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

## D4. Ferraillage du chevêtre

### Nappe supérieure

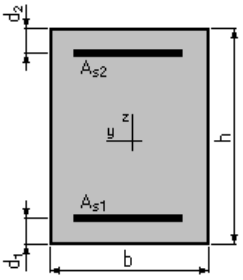
### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:




b = 250,0 (cm)
h = 120,0 (cm)

$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 1027,43 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 761,06 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 28,7 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 28,7 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,10 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,10 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 1027,43 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,0 (cm)
Bras de levier: Z = 115,0 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0,00 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

**Cas ELS $M_{max}$ = 761,06 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0,00
Position de l'axe neutre: y = 0,4 (cm)
Bras de levier: Z = 114,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 1,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

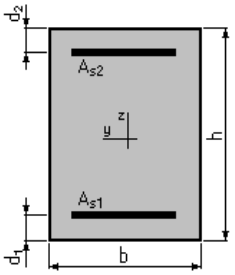
# Nappe inferieure
# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 250,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 2037,37 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 1509,16 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique (cm2) $A_{s1}$ = 56,5 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0
Section minimum $A_{s\,min}$ = 28,7 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,20 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,10 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 2037,37 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,0 (cm)
Bras de levier: Z = 115,0 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0,00 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

**Cas ELS $M_{max}$ = 1509,16 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0,00
Position de l'axe neutre: y = 0,4 (cm)
Bras de levier: Z = 114,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 279,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

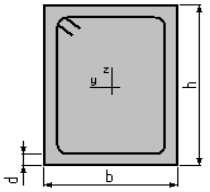
# Armateurs transversal
# Calcul de Section à l'effort Tranchant

## 1. Hypothèses :

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

## 2. Section :




b = 250,0 (cm)
h = 120,0 (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 | 5683,66 | 0,00 |

## 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u$ = 2,0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

**Armatures transversales**
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1,0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t$ = 6,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 20
Espacement : $S_t$ = 7,8 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 4 + 6* 7 (cm)

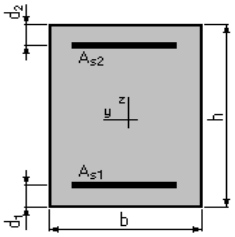
# D5. Ferraillage du mur frontal
# Calcul de Section en Flexion Composée

## 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 850,73 | -754,22 |
| 2. | ELS | 630,63 | -558,68 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 12,0 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 12,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 24,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 600,0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,20 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,20 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU N = 850,73 (kN) M = -754,22 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 2,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 12,8 (cm)
Bras de levier: Z = 109,9 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 1,26 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa) comprimée: $\sigma_s'$ = 153,2 (MPa)

**Cas N$^O$ 2: Type ELS N = 630,63 (kN) M = -558,68 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,29
Position de l'axe neutre: y = 31,8 (cm)
Bras de levier: Z = 104,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 2,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 22,1 (MPa)
comprimée: $\sigma_s'$ = 37,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

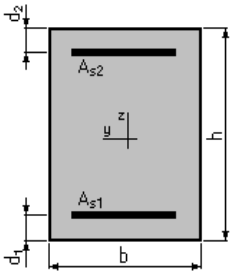
# D6. Ferraillage de mur garde grève
## Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 151,75 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 113,71 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique (cm2) | $A_{s1}$ = 20,9 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,84 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,13 (%) | | |

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 151,75 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 6,7 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 9,58 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)

**Cas ELS $M_{max}$ = 113,71 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 10,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

## D7. Ferraillage d mur en retour

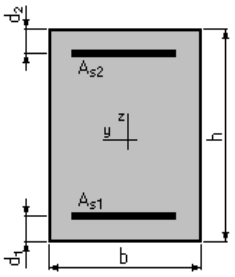
# Selon XX
# Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

### 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) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 203,61 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique (cm2) $A_{s1}$ = 16,2 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,8 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,29 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,11 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS $M_{max}$ = 203,61 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,1 (cm)
Bras de levier: Z = 50,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 5,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

**Selon YY**

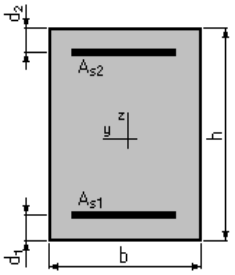
# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

## 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) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 168,19 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 13,3 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,8 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,24 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,11 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELS $M_{max}$ = 168,19 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,9 (cm)
Bras de levier: Z = 50,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 5,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

## D8. Ferraillage de la dalle de transition

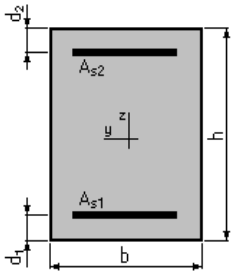
# Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 165,52 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 123,03 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1}$ = 22,7 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)

théorique $\rho$ = 0,91 (%)

minimum $\rho_{min}$ = 0,13 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU $M_{max}$ = 165,52 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 0,0 (cm)

Bras de levier: Z = 25,0 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0,00 (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas ELS** $M_{max}$ **= 123,03** **(kN*m)** $M_{min}$ **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0,00

Position de l'axe neutre: y = 0,3 (cm)

Bras de levier: Z = 24,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 89,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

# D.9 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA PILE

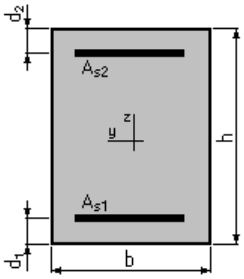
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
$d_1$ = 7,0 (cm)
$d_2$ = 7,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 1015,74 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 22,3 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 19,3 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,12 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,10 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELS** $M_{max}$ **= 1015,74 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 32,8 (cm)
Bras de levier: Z = 182,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 1,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 20,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

# D.10 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA CULEE

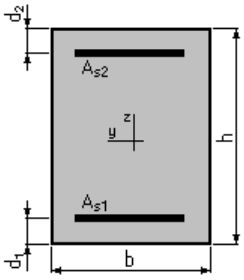
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothčses:

**Béton: fc28 = 30,0 (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 mod. 99

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
$d_1$ = 7,0 (cm)
$d_2$ = 7,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 1795,32 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1}$ = 40,2 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 19,3 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,21 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,10 (%)

## Analyse par Cas:

**Cas ELS** **$M_{max}$ = 1795,32 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 42,6 (cm)
Bras de levier: Z = 178,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 4,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)