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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de Base
Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DE L'OUVRAGE D'ART 3.1 SUR OUED AMASSINE AU NIVEAU DU PK 25+616.620 AU PK 25+869.220 SUR LA PENETRANTE DE BEJAIA

Présenté par :

MESSAOUDI Karim

TAARKOUBT Islam

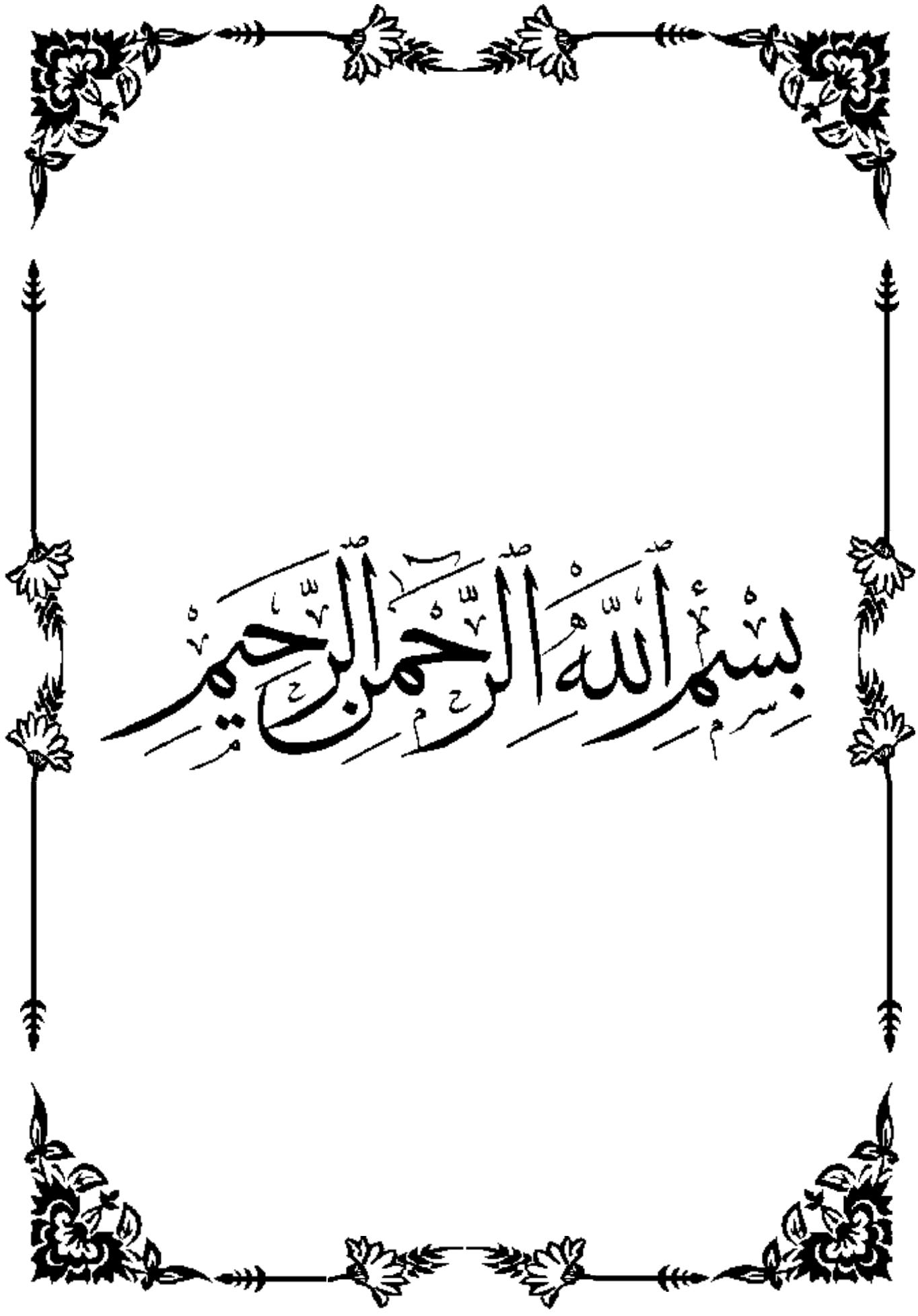
Encadré par :

Mr. SEBAH Omar

Mr. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2021 /2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Tous d'abord, on remercie dieu le tout puissant qui nous a bénis avec la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce travail.

Ensuite, nous remercions nos parents, qui sont la raison et la motivation de tous nos succès.

Nous tenons à remercier sincèrement notre encadreur Mr.SEBAH Omar de nous avoir guider pour la réalisation decette étude ainsi que pour ses appréciations, et le soutien scientifique et morale qu'il nous a apporté.

Nous aimerions également remercier notre Co-encadreur Mr. FEDEGHOUCHE Farhat et tous les enseignants et les administrateurs de l'école nationale supérieure des travaux publics qui ont contribués à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Tous nos remerciements vont aussi à tous le personnel de la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art Bejaia, et le staff du bureau d'étude SAPTA d'Alger qui nous ont bien accueillis durant la période de notre stage de fin d'étude, et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'établissement de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

DÉDICACE

Avant tout je remercie Dieu pour toutes les bénédictions qu'il nous a accordées.

À mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont donné la vie, qui ont sacrifié pour mon bonheur et ma réussite, qui ont été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui ont veillé tout au long de leurs vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.

À ma très chère sœur

Je te remercie pour tout le soutien moral et l'encouragement que tu m'as apporté, je te souhaite le bonheur que tu mérite et un brillant avenir.

À ma famille TAARKOUBT.
À ma famille BENSADI.

*À mon binôme **MESSAOUDI Karim**.*

À tous mes amis.

À toutes la famille de l'ENSTP
étudiants – enseignants – administrant.

TAARKOUBT islam

DÉDICACE

À mes très chers parents

Ce projet fin d'étude est dédié à mes chers parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette trop modeste dédicace.

À mes très chères sœurs

C'est un moment de plaisir de dédie cet œuvre, à mes chères sœurs : Kahina, Sadia, Fatiha et Fazia, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour le soutien et les sacrifices dont vous avez fait toujours preuve à mon égard.

Et finalement à mon binôme TAARKOUBT Islam, tous mes amis qui n'ont jamais cessés de me soutenir et toutes la famille de l'ENSTP.

MESSAOUDI Karim

ملخص

الهدف الرئيسي من مشروع نهاية الدراسة هو إنجاز تصميم ودراسة مفصّلة للجسر 3.1 الذي ينتمي إلى الطريق السريع الذي يربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق غرب من النقطة الكيلومترية 25+616 إلى النقطة الكيلومترية 25+869

بدأنا مذكرتنا بتعليق عام حول الجسور، ثم قمنا بتقديم مشروعنا بالإضافة إلى موقع المشروع مع قيوده وعقباته .وبعد تعريف المشروع، صمّمنا ثلاث متغيرات لاختيار البديل الأمثل وفقا للمعايير التي أخذت في عين الاعتبار .ثم شرعنا في دراسة هذا المتغير، حيث قمنا بتقييم الأحمال والأحمال الزائدة، والقوى الطولية وتوزيعها العرضي وهذا عن طريق الحساب اليدوي والآلي باستخدام برنامج ROBOT2019 .وقبل البدا في دراسة الإجهاد المسبق قمنا بتقديم طريقة تصنيع العوارض من الخرسانة المسبقة الإجهاد عن طريق الشّد المسبق، ومن ثمّ درسنا الإجهاد المسبق، ودراسة سطح الجسر، ومعدّات الجسر. وأخيرا، أتممنا تصميم ودراسة الهياكل القاعدية.

الكلمات الدالة: تصميم، جسر على عوارض، اجهاد مسبق، المسبق، اساسات، دعامة.

Résumé

L'objectif principale de notre projet fin d'étude est de faire une conception et une étude détaillée de l'ouvrage d'art 3.1 qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest, du PK25+620 au PK 25+869.

On a entamé notre mémoire par une généralité sur les ponts. Ensuite on a présenté notre projet, ainsi que le site du projet et ces contraintes et obstacles. Après avoir défini le projet on a dressé la conception de trois variantes, afin de choisir la variante optimale selon les critères pris en compte. Par la suite, on a passé donc à l'étude de cette variante, où on a évalué les charges et surcharges, les efforts longitudinaux et leur répartition transversale et ceci par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel ROBOT2019. Et avant d'entamé l'étude de la précontrainte on a présenté la procédure de fabrication des poutres en béton précontraint par prétension, ensuite on a fait l'étude de la précontrainte, l'étude du tablier et les équipements du pont. Enfin, on a réalisé la conception et l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Conception, Pont a poutres, Précontrainte, Prétension, Piles, Culée.

Abstract

The main objective of our end of study project is to make a design and a detailed study of the work of art 3.1 that is part of the freeway connecting the port of Bejaia to the East-West highway, from KP25+620 to KP 25+869.

We began our theses with a general comment on bridges. Then we presented our project, as well as the site of the project and its constraints and obstacles. After defining the project, three variants were designed in order to choose the optimal variant according to the criteria taken into account. We then proceeded to the study of this variant, where we evaluated the loads and overloads, the longitudinal forces and their transverse distribution and this by a manual and automatic calculation using the ROBOT2019 software. Before starting the study of prestressing, the manufacturing procedure for prestressing prestressed concrete beams was presented, the study of the deck and the equipment of the bridge was carried out. Finally, the design and study of the infrastructure was completed.

Keywords: Conception, Design, Beam bridge, Prestressing, Pretention, Piers, Abutement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS
I.1 DEFINITION : 2
I.2. UNE BREVE HISTORIQUES DES PONTS : 2
I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT : 2
I.3 QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES : 3
I.4 CLASSIFICATION DES PONTS : 3
I.4.1 Selon la nature de la voie portée : 3
I.4.2 Selon les matériaux de construction : 3
I.4.3 Selon la mobilité du pont : 4
I.4.4 Selon la vue en plan : 4
I.4.5 Selon le schéma statique (RDM) : 4
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET
II.1. PRÉSENTATION DU PROJET : 7
II.2. LES DONNEES DE L'OUVRAGE : 7
II.2.1 Données fonctionnelles : 7
II.2.2. Données naturelles : 9
II.2.3. Donnée géologiques et géotechniques : 11
CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE
III.1 INTRODUCTION : 12
III.2 CHOIX DE TYPE L'OUVRAGE : 12
III.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX : 12
III.4 PROPOSITION DES VARIANTES : 12
III.5. VARIANTE N°1 : PONT VOUSSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMNTS SUCCESSIFS. 12
III.5.1. Présentation de la variante : 12
III.5.2. Avantages et inconvénients : 13
III.5.3 Implantation des piles et culées : 13
III.5.4 Pré-dimensionnement de la section transversale : 13
III.6. VARIANTE N°2 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAINT PAR PRÉ-TENSION. 17
III.6.1. Présentation de la variante : 17
III.6.2. Avantages et inconvénients : 17
III.6.3. Implantation des piles et culées : 17
III.6.4. Pré-dimensionnement de la section transversale : 18

III.7. VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BI-POUTRES METALIQUES A PIÈCES DE PONT). 20
III.7.1. Présentation de la variante : 20
III.7.2. Avantages et inconvénients : 20
III.7.3. Implantation des piles et culées : 20
III.7.4. Pré-dimensionnement de la section transversale : 21
III.8 Analyse multicritère : 23
III.9 CONCLUSION : 24
III.10 DONNÉES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES : 24
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
IV.1 INTRODUCTION : 27
IV.2 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA POUTRE : 27
IV.2.1. Notations et formules utilisées : 27
IV.2.2. Section avec hourdis : 28
IV.2.3. Section sans hourdis : 29
CHAPITRE V : CALCULDES CHARGES ET SURCHARGES
V.1 LES ACTIONS : 31
V.1.1 Les actions hors trafic : 31
V.1.2 Les actions dues au trafic : 31
V.1.3 Les actions accidentelles : 31
V.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES (CP) : 32
V.2.1 Poids de la poutre : 32
V.2.2 Poids de la dalle (hourdis) : 32
V.2.3 Poids de l'entretoise : 32
V.3 EVALUATION DES CHARGES COMPLEMENTAIRE PERMANENTES (CCP) : .. 33
V.3.1 Poids du revêtement et étanchéité : 33
V.3.2 Poids des trottoirs : 33
V.3.3 Poids des corniches : 33
V.3.4 Poids des glissières de sécurité : 33
V.4 EVALUATION DES SURCHARGES : 34
V.4.1 Caractéristique du pont : 34
V.4.2 Système de charge A : 35
V.4.3 Système de charge B : 36
V.4.4 Charges militaires Mc120 : 38
V.4.5 Convoi exceptionnel D240 : 39
V.4.6 Calcul des coefficients de majoration dynamique : 39
V.4.7 Efforts de freinage : 40
V.5 LES COMBINAISONS DES CHARGES : 40

V.5.1 Les états limites : 41
V.5.2 Les coefficients de majoration : 41
V.5.3 Les combinaison : 41
CHAPITRE VI : CALCULDES EFFORTS LONGITUDINAUX
VI.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSENT : 42
VI.1.1 Moment fléchissant dû au Poids propres : 42
VI.1.2 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l) : 42
VI.1.3 Moment fléchissant dû à la surcharge Bc : 43
VI.1.4 Moment fléchissant dû à la surcharge Bt : 44
VI.1.5 Moment fléchissant dû à la surcharge Mc120 : 45
VI.1.6 Moment fléchissant dû à la surcharge D240 : 45
VI.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS : 46
VI.2.1 Effort tranchant dû au Poids propres : 46
VI.2.2 Effort tranchant dû à la surcharge A(l) : 46
VI.1.2 Effort tranchant dû à la surcharge Bc : 47
VI.2.3 Effort tranchant dû à la surcharge Bt : 47
VI.2.4 Effort tranchant dû à la surcharge Mc120 : 48
VI.2.5 Effort tranchant dû à la surcharge D240 : 49
CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE
VII.1. INTRODUCTION : 50
VII.2. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CALCUL : 50
VII.2.1. La demi-largeur active : 51
VII.2.2. Calcul des paramètres ɵ et α : 51
VII.2.3. La position active des poutres : 53
VII.3. LA RÉPARTITION DU MOMENT FLÉCHISSANT : 54
VII.3.1. Coefficient de répartition transversale : 54
VII.3.2. Lignes d'influences : 54
VII.3.3. Coefficient de répartition transversale moyen (Kα.moy) : 54
VII.3.4. Les moments fléchissant réels : 55
VII.4. LA RÉPARTITION D'EFFORT TRANCHANT : 55
VII.4.1. Coefficient de répartition transversale : 55
VII.4.2. Lignes d'influences : 56
VII.4.3. Coefficient de répartition transversale moyen ($\mathcal{E}'$α.moy) : 56
VII.4.4. LES EFFOTS TRANCHANTS RÉELS : 56
VII.5. DÉTERMINATION DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE : 56
VII.6. MODÉLISATION DU TABLIER : 57
VII.6.1 Résultats des moments : 57

VII.6.2. Résultats des efforts tranchants : 58
CHAPITRE VIII : PROCEDUDE DE FABRICATION DES POUTRES
VIII.1. INTRODUCTION : 60
VIII.2. LES POUTRES PRECONTRAINTES PAR PRETENSION : 60
VIII.3. PROCEDURE DE PREFABRICATION : 61
VIII.3.1. Préparation du chantier : 61
VIII.3.2. Préparation du banc : 62
VIII.3.3. Ferraillage des poutres : 63
VIII.3.4. Câblage : 64
VIII.3.5. Mise en tension : 64
VIII.3.6. Mesure de force : 65
VIII.3.7. Mise en œuvre du béton : 65
VIII.3.8. Thermo-maturation : 66
VIII.3.9. Préparation du banc au démoulage : 67
VIII.3.10. Mise en précontrainte : 67
VIII.3.11. Manutention en stockage des produits : 67
VIII.3.12. Transport du produit sur chantier : 69
CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
IX.1 INTRODUCTION : 71
IX.2 TYPE DE LA PRÉCONTRAINTE : 71
IX.3 LA PRÉCONTRAINTE PAR PRÉ-TENSION : 71
IX.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE : 72
IX.4.1 Caractéristiques géométrique de la section du béton: 72
IX.4.2 Caractéristiques du câble : 72
IX.4.3 Calcul du nombre des torons : 72
IX.4.4 Disposition des torons : 73
IX.4.5 Vérification du nombre des torons : 74
IX.5 CALCUL DES PERTES : 75
IX.5.1 La phase de relâchement des armature : 75
IX.5.2 La phase de stockage : 76
IX.5.3 La phase de coulage de la dalle : 77
IX.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES : 78
IX.6.1 Vérification des contraintes normales : 78
IX.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement : 80
IX.6.3 Justification du béton : 81
IX.7 FERRAILLAGE DES POUTRES : 81
IX.7.1. Ferraillage des zones tendus : 81
IX.7.2. Ferraillage transversale : 81

IX.7.3. Armature de peau : 82
CHAPITRE X : ETUDE DE TABLIER
X.1 INTRODUCTION : 83
X.2 DÉTERMINATION DES FLÈCHES : 83
X.2.1 Flèche due au poids propre : 83
X.2.2 Contre flèche due à la précontrainte : 83
X.2.2 Flèche maximale à l'ELS : 84
X.2.3 Flèche de construction : 84
X.2.4 Flèche totale : 84
X.3 ÉTUDE DE L'HOURDIS : 85
X.3.1 évaluation des efforts : 85
IX.3.2 Résultats : 86
X.3.3 Ferraillage de l'hourdis : 86
X.4 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE : 90
X.4.1 Modélisation et évaluation des efforts : 90
X.4.2 Résultats : 91
X.4.3 Ferraillage de l'entretoise : 92
CHAPITRE XI : EQUIPEMENT DU PONT
XI.1 INTRODUCTION : 94
XI.2 APPAREILS D'APPUIS : 94
XI.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis : 94
XI.2.2 Vérification des appareils d'appuis : 95
XI.3 JOINT DE CHAUSSÉE : 97
XI.3.1 Calcul du souffle : 98
XI.3.2 Choix du joint de chaussée : 98
XI.4. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VARIATIONS LINEAIRES : 99
XI.5. DÈS D'APPUI : 99
XI.5.1 Dimensionnement du dès d'appui : 99
XI.5.2 Ferraillage du dès d'appui : 99
CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE
XII.1 INTRODUCTION : 101
XII.2 LA MÉTHODE MONOMODALE : 101
XII.2.1 Condition d'application : 101
XII.2.2 Séisme longitudinal : 102
XI.2.3 Séisme transversal : 104
XII.2.4 Séisme vertical : 106
XII.2.5 Combinaison des efforts : 107

XII.3 VÉRIFICATION AUTOMATIQUE : 107
XII.3.1 Modèle de calcul : 107
XI.3.2 Spectre de réponse : 108
XII.3.3 Mode significatifs : 108
XII.3.4 Combinaison des réponses modale : 108
XII.4 COMPARISON ENTRE LES DEUX METHODES : 109
CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA PILE
XIII.1 INTRODUCTION : 110
XIII.2 CONCEPTION DE LA PILE : 110
XIII.2.1. Choix de la pile : 110
XIII.2.2. Pré-dimensionnement de la pile : 110
XIII.3. IMPLANTATION DES PILES : 111
XIII.4. VÉRIFICATION DE LA PILE VIS-À-VIS LE FLAMBEMENT : 111
XIII.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE : 112
XIII.5.1 Les efforts statiques : 112
XIII.5.2. Les efforts sismiques : 114
XIII.5.3. Combinaison des directions : 115
XIII.5.4. Combinaison d'actions au pied de la pile : 115
XIII.6. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE : 116
XIIII.6.1. Ferraillage du chevêtre : 116
XIII.6.2. Ferraillage de la colonne : 119
XIII.7. ETUDE DE LA SEMELLE : 120
XIII.7.1. Choix de type des fondation : 120
XIII.7.2. Dimensions de la semelle : 120
XIII.7.3. Evaluation des efforts : 120
X.III.7.4. Ferraillage de la semelle : 122
XIII.8. ETUDE DES PIEUX : 123
X.III.8.1. Vérification des pieux : 123
XIII.8.2. Ferraillage des pieux : 124
CHAPITRE XIV : ETUDE DE LA CULEE
XIV.1 INTRODUCTION : 126
XIV.2 CONCEPTION DE LA CULEE : 126
XIV.2.1 Choix de type de culée : 126
XIV.2.2 implantation des culées : 126
XIV.2.3 Pré-dimensionnement de la culée : 126
XIV.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA CULÉE : 127
XIV.3.1 Les efforts statiques : 127

XIV.3.2 Les efforts sismiques : 128
XIV.4 FERAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE : 131
XIV.4.1 Ferraillage du mur frontal : 131
XIV.4.2 Ferraillage du mur garde-grève : 131
XIV.4.3 Ferraillage de la dalle de transition : 134
XIV.4.4 Ferraillage du corbeau : 134
XIV.4.5 Ferraillage du mur en retour : 135
XIV.5.1 Choix de type des fondation : 136
XIV.5.2 Dimensions de la semelle : 136
XIV.5.3 Évaluation des efforts sur la semelle : 136
XIV.5.4 Ferraillage de la semelle : 137
XIV.6. ETUDE DES PIEUX : 138
XIV.6.1 Vérification des pieux : 138
XIV.6.2 Ferraillage des pieux : 139
CONCLUSION GENERALE 141

Liste des tableaux

Tableau II. 1. Gradient thermique. 10
Tableau II. 2. Résultats des sondages carottés. 11
Tableau II. 3. Résultats des essais physiques. 12
Tableau II. 4. Résultats des essais mécaniques. 13
Tableau II. 5. Résultats des essais chimiques. 13

Tableau III. 1. Implantation des appuis variante voussoir. 15
Tableau III. 2. Hauteurs des voussoirs. 16
Tableau III. 3. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson. 18
Tableau III. 4. Implantation des appuis variante PRAD. 19
Tableau III. 5. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des poutres en pré tension. 21
Tableau III. 6. Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante mixte 24
Tableau III. 7. Cout estimatif des trois variante. 25
Tableau III. 8. L'entretient des déférentes variantes. 26
Tableau III. 9. Réalisation des trois variantes. 26

Tableau IV. 1. Les formules de calculs des caractéristiques géométriques. 27
Tableau IV. 2. Caractéristique géométrique de la section poutre avec dalle. 28
Tableau IV. 3. Caractéristique géométrique de la section poutre seule 29

Tableau V. 1. Tableau récapitulatif des poids des éléments du tablier. 34
Tableau V. 2. La classe du pont par sa largeur roulable. 35
Tableau V. 3. Le coefficient a1. 35
Tableau V. 4. Le coefficient a2. 36
Tableau V. 5. Résultats de calcul de la surcharge A(l). 36
Tableau V. 6. Le coefficient bc. 37
Tableau V. 7. Résultats de calcule de la surcharge Bc. 37
Tableau V. 8. Le coefficient bt. 38
Tableau V. 9. Résultats de calcul de la surcharge Bt. 38
Tableau V. 10. Résultats de calcul de coefficient de majoration dynamique. 40
Tableau V. 11. Résultats de calcul de l'effort de freinage de la surcharge A(l) 40
Tableau V. 12. Les coefficients de majoration des actions. 41
Tableau V. 13. Les combinaisons. 41

Tableau VI. 1. Résultats de calcul des réactions dû à la surcharge A(l). 42
Tableau VI. 2. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge A(l) 43
Tableau VI. 3. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bc. 44
Tableau VI. 4. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bt. 45
Tableau VI. 5. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l). 46
Tableau VI. 6. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc. 47
Tableau VI. 7. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bt. 48

Tableau IX. 1. Caractéristique géométriques de la poutre. 72
Tableau IX. 2. Les contraintes admissibles. 74
Tableau IX. 3. Résultats de calcul σinf et σsup. 74
Tableau IX. 4. Les pertes durant la phase de stockage. 77
Tableau IX. 5. Les pertes totales. 78
Tableau IX. 6. Les contraintes appliquées en fonction des distances et des phases. 80

Tableau XI. 1. Caractéristiques de calcul. 95
Tableau XI. 2. Dimensions du dés d'appuis. 99

Tableau XII. 1. Calcul des masses des fûts. 101
Tableau XII. 2. Caractéristique du chevêtre. 101
Tableau XII. 3. Calcul des raideurs longitudinaux des fûts. 102
Tableau XII. 4. Calcul des raideurs longitudinaux des piles. 103
Tableau XII. 5. Calcul des raideurs longitudinaux des culées. 103
Tableau XII. 6. Calcul des forces longitudinales sur chaque appui. 104
Tableau XII. 7. Calcul des déplacements longitudinaux des piles. 104
Tableau XII. 8. Calcul des raideurs transversaux des piles. 105
Tableau XII. 9. Calcul des raideurs transversaux des culées. 105
Tableau XII. 10. Calcul des forces transversales sur chaque appui. 105
Tableau XII. 11. Calcul des déplacements transversaux des piles. 106
Tableau XII. 12. Combinaisons des efforts. 107
Tableau XII. 13. Modes significatifs. 108

Tableau XIII. 1. Implantation et hauteur des piles. 111
Tableau XIII. 2. Les efforts statiques dans la pile pour une travée chargée. 112
Tableau XIII. 3. Les efforts statiques dans la pile pour deux travées chargées. 113
Tableau XIII. 4. Les efforts sur pile provenant du tablier. 113
Tableau XIII. 5. Les combinaisons de charges à l'ELU. 113
Tableau XIII. 6. Les combinaisons de charges à l'ELS. 114
Tableau XIII. 7. Récapitulatif du calcul sismique de la pile. 114
Tableau XIII. 8. Les efforts sismiques sur pile dus au tablier. 114
Tableau XIII. 9. Les efforts sismiques totales sur piles. 115
Tableau XIII. 10. Combinaison des directions. 115
Tableau XIII. 11. Combinaison d'actions au pied de la pile. 115
Tableau XIII. 12. Calcul de ferraillage principale du chevêtre. 117
Tableau XIII. 13. Les efforts sismiques sur la culée. 120
Tableau XIII. 14. Les combinaisons des directions des efforts sur la semelle. 120
Tableau XIII. 15. Combinaisons d'actions sur semelle. 121
Tableau XIII. 16. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELS et à l'ELU. 121
Tableau XIII. 17 . Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELA. 121
Tableau XIII. 18. Calcul de ferraillage principale de la semelle au déférents états limites. . 122
Tableau XIII. 19. Calcul de ferraillage totale de la semelle. 122
Tableau XIII. 20. Le ferraillage retenu de la semelle. 123
Tableau XIII. 21. Vérification des pieux. 123
Tableau XIII. 22. La partie utilisée des tableaux de WERNER. 124
Tableau XIII. 23. Les sollicitations sur les pieux. 125

Tableau XIV. 1. Implantation des culées. 126
Tableau XIV. 2. Caractéristiques géométriques de la culée en question. 126
Tableau XIV. 3. Les efforts statiques sur la culée 127
Tableau XIV. 4. Combinaison des efforts statique totales. 128
Tableau XIV. 5. Combinaison des charges statiques à l'ELU. 128
Tableau XIV. 6. Combinaison des charges statiques à l'ELS 128
Tableau XIV. 7. Calcul de K_{ad} pour les deux cas. 129
Tableau XIV. 8. Les efforts sismiques dus à la culée. 129
Tableau XIV. 9. Les efforts sismiques dus à la poussée dynamique du sol. 130

Tableau XIV. 10. Efforts sismiques dus à la culée et la poussée dynamique du sol..... 130
Tableau XIV. 11. Efforts sismiques dus au tablier. 130
Tableau XIV. 12. Efforts sismiques totales sur la culée. 130
Tableau XIV. 13. Combinaison des actions sismiques. 130
Tableau XIV. 14. Les efforts maximums sur la culée. 131
Tableau XIV. 15. Les efforts sollicitant le mur frontal. 131
Tableau XIV. 16. Les valeurs de de M_P/K en fonction de la hauteur 133
Tableau XIV. 17. Les efforts sollicitant la dalle de transition. 134
Tableau XIV. 18. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELS et à l'ELU..... 137
Tableau XIV. 19. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELA. 137
Tableau XIV. 20. Calcul de a section d'armature de la semelle culée. 137
Tableau XIV. 21. Calcul de ferraillage totale de la semelle..... 138
Tableau XIV. 22. Le ferraillage retenu de la semelle. 138
Tableau XIV. 23. Vérification des pieux. 139
Tableau XIV. 24. Les sollicitations sur les pieux. 139

Liste des figures

Figure II. 1. Image satellitaire sur le site de projet 7
Figure II. 2. Tracé en plan de l'ouvrage. 8
Figure II. 3. Profil en long de l'ouvrage. 8
Figure II. 4. Profil en travers de l'ouvrage. 9
Figure II. 5. Coefficient d'accélération de zone A. 9
Figure II. 6. Carte de zonage sismique en Algérie. 10

Figure III. 1. Notation des dimensions du voussoir. 15
Figure III. 2. Notation des dimension de la variante mixte. 23

Figure IV. 1. Notation des distances 27
Figure IV. 2. Section de la poutre avec dalle. 28
Figure IV. 3. Modèle de la section poutre avec dalle sur ROBOT. 28
Figure IV. 4. Section de la poutre seule. 29
Figure IV. 5 Modèle de la section poutre seule sur ROBOT. 29

Figure V. 1. Vue sur la poutre. 32
Figure V. 2. Dimensions de l'entretoise. 32
Figure V. 3. La largeur roulable du tablier. 34
Figure V. 4. La largeur chargeable du tablier 34
Figure V. 5. Caractéristique de la surcharge Bc. 37
Figure V. 6. Caractéristiques de la surcharge Bt. 38
Figure V. 7. Caractéristiques de la surcharge Mc120. 39
Figure V. 8. Caractéristique de la surcharge D240. 39

Figure VI. 1. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc. 43
Figure VI. 2. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bt. 44
Figure VI. 3. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120. 45
Figure VI. 4. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240. 45
Figure VI. 5. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bc. 47
Figure VI. 6. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bt. 47
Figure VI. 7. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Mc120. 48
Figure VI. 8. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge D240. 49

Figure VII. 1. Répartition et notation des poutres 50
Figure VII. 2. Section équivalente de la poutre. 52
Figure VII. 3. Les positions actives des poutres. 53
Figure VII. 4. Les ligne d'influences de Kα. 54
Figure VII. 5. Exemple de calcul des surfaces des ligne d'influence surchargées. 55
Figure VII. 6. Les ligne d'influences de $\mathcal{E}'\alpha$. 56
Figure VII. 7. Modèle ROBOT du tablier. 57
Figure VII. 8. Résultat numérique du moment max à l'ELU. 57
Figure VII. 9. Résultat numérique du moment max à l'ELS. 58
Figure VII. 10. Résultat numérique de l'effort tranchant max à l'ELU. 58
Figure VII. 11. Résultat numérique de l'effort tranchant max à l'ELS. 59

Figure VIII. 1. Ferraillage des semelles d'encrage. 61
Figure VIII. 2. Les butants. 61
Figure VIII. 3. Air de stockage des poutres. 62

Figure VIII. 4. Les portique. 62
Figure VIII. 5. Préparation du fond de mol. 63
Figure VIII. 6. Ferraillage des poutres. 63
Figure VIII. 7. Matériel d'étuvage. 67
Figure VIII. 8. Stockage des poutres. 68
Figure VIII. 9. Transport des poutres. 69
Figure VIII. 10. Pose des poutres. 70

Figure IX. 1. Effet de la précontrainte. 71
Figure IX. 2. Les étapes principales de la mise en précontrainte par prétension. 72
Figure IX. 3. Disposition des torons. 73
Figure IX. 4 Nouvelle disposition des torons 75
Figure IX. 5. Cycle thermique de la thermo-maturation des poutres de notre projet. 76
Figure IX. 6. Disposition des câbles gainés. 79
Figure IX. 7. Les distance de participation des câbles. 79
Figure IX. 8. Zone tendu à mi-travée. 81
Figure IX. 9. Croquis de ferraillage de la poutre. 82

Figure X. 1. Flèche due au poids propre. 83
Figure X. 2. La contreflèche due à la précontrainte inférieure 83
Figure X. 3. La flèche due à la précontrainte supérieure 84
Figure X. 4. La flèche maximale à l'ELS. 84
Figure X. 5. Modèle ROBOT de la dalle. 85
Figure X. 6. Moment maximum dans la dalle à l'ELU. 86
Figure X. 7. Moment maximum dans la dalle à l'ELS. 86
Figure X. 8. Croquis de ferraillage de la dalle. 89
Figure X. 9. Disposition des vérins prise en compte. 90
Figure X. 10. Modèle ROBOT de l'entretoise. 91
Figure X. 11. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELU. 91
Figure X. 12. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELS. 91
Figure X. 13. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU. 92
Figure X. 14. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU. 92
Figure X. 15. Croquis de ferraillage de l'entretoise. 93

Figure XI. 1. Joint de chaussée. 97
Figure XI. 2. Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée. 98
Figure XI. 3. Croquis de ferraillage du dés d'appuis. 100
Figure XI. 4. Croquis de ferraillage du dés d'appuis vue en plan (inférieure) 100
Figure XI. 5. Croquis de ferraillage du dés d'appuis vue en plan (supérieur). 100

Figure XII. 1. Modèle ROBOT de la méthode spectrale 107
Figure XII. 2. Spectre de réponse. 108

Figure XIII. 1. Exemples de piles. 110
Figure XIII. 2. Coupe transversale et longitudinale sur la pile la plus élevée 111
Figure XIII. 3. Modèle ROBOT du chevêtre. 116
Figure XIII. 4. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELU. 116
Figure XIII. 5. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELS. 116
Figure XIII. 6. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELU. 117
Figure XIII. 7. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELS. 117

Figure XIII. 8. Notations de calcul de la contrainte tangente..... 118
Figure XIII. 9. Croquis de ferraillage du chevêtre. 119
Figure XIII. 10. Croquis de ferraillage de la colonne. 120
Figure XIII. 11. Notations de calcul pour la méthode des bielles. 122
Figure XIII. 12. Croquis de ferraillage de la semelle sur piles. 123
Figure XIII. 13. Système statique et chargement des pieux. 124
Figure XIII. 14. Evolution de Cu dans les pieux. 124
Figure XIII. 15. Croquis de ferraillage des pieux sur piles. 125

Figure XIV. 1. Coupe longitudinale sur culée. 127
Figure XIV. 2. Répartition des charges sur le mur garde-grève..... 132
Figure XIV. 3. Croquis de ferraillage de la culée. 136
Figure XIV. 4. Croquis de ferraillage des semelles sur culées. 138
Figure XIV. 5. Croquis de ferraillage des pieux sur culées. 140

INTRODUCTION GENERALE

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

De tels ouvrages sont qualifiés d'art parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Le pont fait partie des ouvrage d'art les plus célèbres, il permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, voie de communication, vallée…) en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier, le train dans le cas d'un pont ferroviaire ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre métrisée des matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthode rationnalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

CHAPITRE I :

GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS

I.1 DEFINITION :

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel tel qu'un cours d'eau, ou artificiel tel qu'un canal, une route, ou une voie ferrée.

I.2. UNE BREVE HISTORIQUES DES PONTS :

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, des lianes ou des cordes tendues au travers d'une étroite.

L'historique des ponts peut se résumer en différentes périodes ci-dessous :

- **Période empirique :** celle de la construction des ponts voute, en maçonnerie par les romains avant 1500.
- **Période de grand savant :** cette période se détermine par naissance de l'acier de 1500 à 1800.
- **Période de 1800 à 1900 :** c'est le début de l'industrialisation d'où le début du chemin de fer et de la construction de 1er pont métallique pour le chemin de fer. Il y a aussi naissance du béton armé.
- **Période de 1900 à 1950 :** Apparition des voitures d'où des ouvrages d'art routiers et l'apparition du béton précontraint.
- **Période de 1950 à 1975 :** cette période a connu un grand développement des autoroutes.

À partir de 1975 à cause de la crise pétrolière et de l'apparition des écologistes on assiste à un frein dans la construction des routes et des ponts.

Ces dernières années la construction des ponts a connu une grande évolution, cette évolution s'est apparue à cause l'évolution qualitativement et quantitativement du trafic.

On trouve aussi l'évolution des techniques de constructions ces techniques mettent à la disposition des ingénieurs des moyens plus en plus sûrs du point de vue matériaux, du point de vue calculs et exécutions

I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :

- **Le tablier** : C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.
- **Les appuis** : Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles est les appuis de rive qui sont les culées.

I.3 QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES :

La travée est la partie du pont qui se trouve entre deux appuis consécutifs.

Les caractéristiques géométriques d'une travée sont :

- **La portée :** C'est la distance entraxe de deux appuis consécutifs
- **L'ouverture :** C'est la distance entre nus de deux appuis consécutifs.
- **La longueur :** La travée déborde toujours par rapport à ses deux appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.
- **La hauteur libre :** Appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

I.4 CLASSIFICATION DES PONTS :

I.4.1 Selon la nature de la voie portée :

- **Pont routier :** Il porte une ou plusieurs voies routières
- **Pont-rail :** Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.
- **Pont mixte :** Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.
- **Pont canal** : Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.
- **Passerelle** : C'est un pont destiné à la circulation des piétons.
- **Pont spécial** : Il sert à porter des avions.

I.4.2 Selon les matériaux de construction :

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux.

On distingue :

- **Pont en bois :** Il sert généralement de passerelle pour piétons.
- **Pont en maçonnerie :** Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrages résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il réalisé en voûtes (ares) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts de compression.
- **Pont en béton armé :** Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression et d'acier pour résister à la traction.
- **Pont en béton précontraint :** Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction.

- **Pont métallique** : Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.
- **Pont mixte** : Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé.

I.4.3 Selon la mobilité du pont :

- **Pont fixe** : Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.
- **Pont mobile** : Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants :
- **Pont tournant :** Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la cul pile.
- **Pont levant :** Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets de deux pylônes. L'équilibre est assuré par deux contre poids.
- **Pont basculant :** Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal.
- **Pont flottant** : Il est constitué de massifs flottants liés entre eux par des câbles (Amarrage). Généralement, il s'agit des ponts provisoires tels que les ponts militaires.

I.4.4 Selon la vue en plan :

- **Pont droit** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.
- **Pont biais** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.
- -**Pont courbe** : L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.
- **Pont à tablier supérieur** : Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.
- **Pont à tablier inférieur** : Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.
- **Pont à tablier intermédiaire** : (supérieur et inférieur).
- -**Pont à double tablier** : Le 1er tablier est l'extrados du pont tandis que le 2eme est un tablier intermédiaire.

I.4.5 Selon le schéma statique (RDM) :

- **Pont isostatique :** Les travées sont indépendantes.
- **Pont hyperstatique :** Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

- **Pont cantilever:** Ce type d'ouvrage contient une ou plusieurs travées qui s'appuient librement sur les autres selon le nombre d'appuis et d'articulations, le pont est considéré soit isostatique soit hyperstatique.
- **Pont en arc :** II est utilisé dans les vallées larges et profondes, cela permet d'éviter l'implantation des piles très hautes et trop coûteuses. L'arc est soumis principalement aux efforts de compression. Il se décompose de deux familles: les arcs isostatiques et les arecs hyperstatiques.
- **Pont portique:** Le tablier est solidaire aux piles. Ils leurs transmet non seulement les charges verticales mais aussi les moments de flexion.
- **Pont cadre:** Le tablier, les pieds droits (voiles) et le radier sont solidaires, ils forment un ou plusieurs cadres. Ce type d'ouvrage est généralement enterré, il est utilisé pour les petites portées ne dépassant pas les 12 m.
- **Ouvrage busé**: Par son ouverture réduite, il s'approche de la gamme des ponts cadres. On distingue 3 types:
    - **Buse en B.A**: Elle joue le rôle d'évacuation des eaux, elle peut aussi servir de protection pour la traversée des conduites d'eau de gaz ou autre sous une voie de circulation (ouvrage fourreau).
    - **Buse métallique**: Sa mise en place est facile, mais elle nécessite une protection contre la corrosion et un entretien continu.
    - **Buse matière:** Cet ouvrage est en voûte mince en béton. Construit par la société française« matière », cette grande buse est prévue pour les passages inférieurs, pourvue que la hauteur du remblai sur l'ouvrage ne dépasse les 7 m. L'ouverture Di de la buse peut atteindre les 9 m.
- **Pont à béquilles :** Un portique ouvert est considéré comme un pont à béquilles verticales. Quand le pont franchit une vallée profonde, les piles inclinées (béquilles) sont utilisées, du fait que la réalisation des piles verticales devient très coûteuse. Avec une inclinaison par rapport à la verticale aux alentours de 45°, les béquilles sont généralement articulées sur leurs fondations.

  Elles supportent le tablier et le divisent en 3 travées. La hauteur de section du tablier est variable.
- **Pont Bow-string**: Il est constitué de 2 poutres latérales sous forme d'ars, et d'un tirant incorporer dans le tablier qui est relié à l'arc par des suspentes.

- **Pont suspendu**: Le tablier est accroché aux deux files de câbles par l'intermédiaire de suspentes. Les deux câbles passent par les sommets des pylônes et sont ancrés dans des massifs en béton. Les suspentes et les câbles travaillent à la traction.

Pont à haubans: Le tablier est relié directement aux pylônes par des câbles obliques appelés haubans. Ils sont disposés, soit en une seule file dans l'axe du pont, soit en deux files latérales. Ce type d'ouvrages est de plus en plus utilisé à nos jours.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DU PROJET

II.1. PRÉSENTATION DU PROJET :

Le projet s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF, ce pont permet de franchir les contraintes imposées par le site (Oued Amassine) et donner une conformité du tracé routier.

Le site réservé à l'ouvrage du PK25+616.620 au PK25+869.220 sur le tracé de la pénétrante.



Figure II. 1. Image satellitaire sur le site de projet

II.2. LES DONNEES DE L'OUVRAGE :

II.2.1 Données fonctionnelles :

II.2.1.1 Données relatives à l'obstacle franchi :

L'ouvrage d'art nommé OA3.1 relie le point kilométrique 25+616.620 au point kilométrique 25+869.220, en franchissant Oued Amassine sur une longueur de 252,6 m.

II.2.1.2 Données géométriques de la voie portée :

- **Le tracé en plan :**

Le tracé en plan est l'un des éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage, c'est la projection horizontale de ce dernier sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de l'ouvrage.

L'axe en plan de notre projet est inscrit dans un alignement droit avec une courbe de rayon 1100m à la sortie (direction Bejaia vers Ahnif).

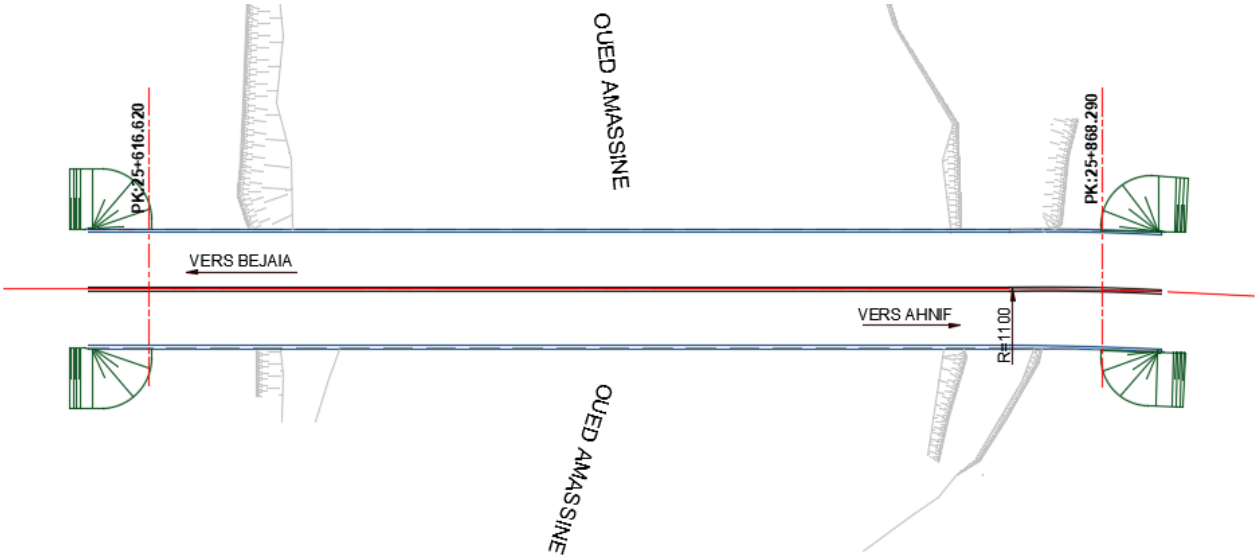


Figure II. 2. Tracé en plan de l'ouvrage.

II.2.1.3. Le profil en long :

Il est obtenu par l'élévation vertical dans le sens de l'axe de l'ouvrage de l'ensemble des points constituant ce dernier.

Notre profil en long est un alignement droit qui présente une légère pente longitudinale de 0.812%.

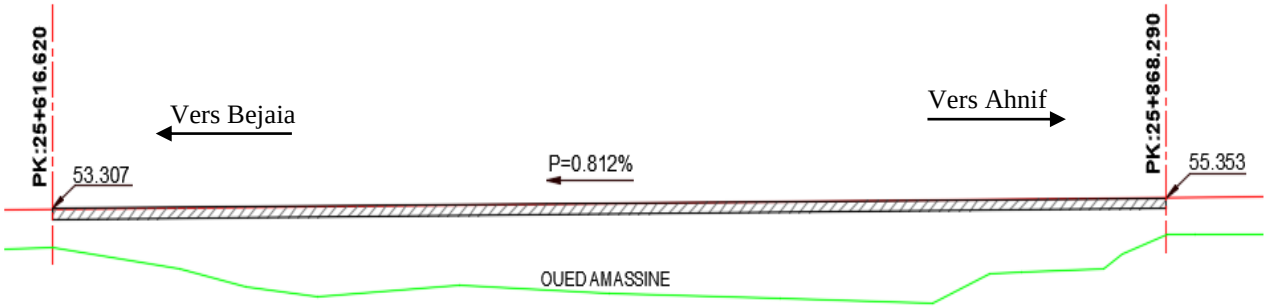


Figure II. 3. Profil en long de l'ouvrage.

II.2.1.4 Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements des voies dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre ouvrage sont :

- La largeur roulable : 14,5 m.
- Largeur de trottoir extérieur : 0,75 m.
- Largeur de trottoir intérieur : 0,49 m
- Le divers : 2,5 %.
- La largeur totale :31,50 m.

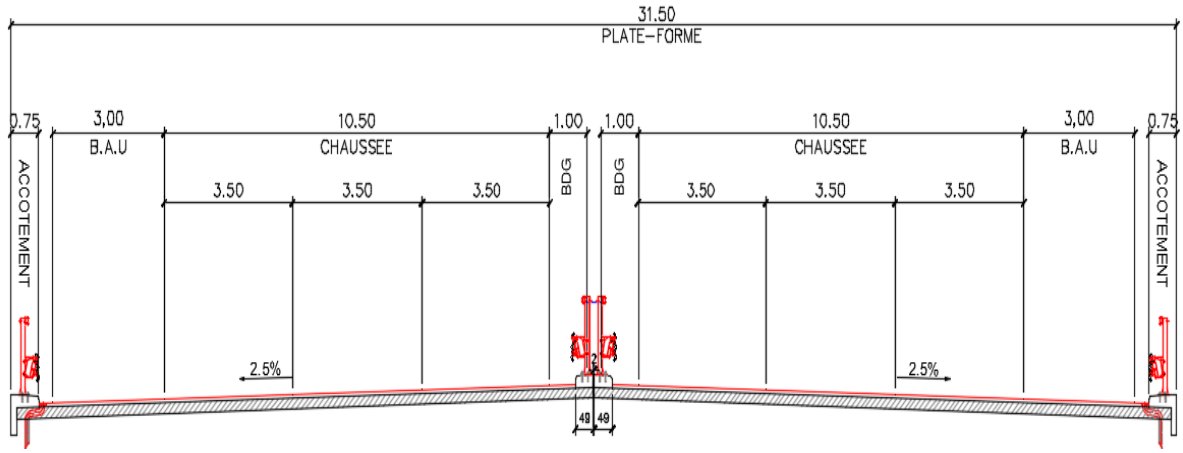


Figure II. 4. Profil en travers de l'ouvrage.

II.2.2. Données naturelles :

II.2.2.1. Données topographiques :

Il est impératif d'avoir un levé topographique du terrain naturel, réalisé par un topographe, en addition a la ligne rouge déterminée par le projet routier pour pouvoir dessiner un profil en long qui permet d'avoir une idée sur l'élévation, le gabarit, les obstacles… qui vont permettre d'envisager des variantes adéquates pour notre ouvrage.

Ce dernier se trouve dans un terrain vallonné et franchit Oued amassine.

II.2.2.2. Données sismologiques :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Classification du pont :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes :

- Groupe 1 : Ponts stratégique.
- Groupe 2 : Pont important.
- Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

Notre pont est classé comme étant du groupe 1,et ceci par exigence du mètre d'ouvrage.

Coefficient d'accélération de zone :

Ce coefficient, noté A, est défini à l'aide du tableau suivant (RPOA2008) :

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

Figure II. 5. Coefficient d'accélération de zone A.

Donc on a : **A = 0,25g**

Classification de la zone sismique :

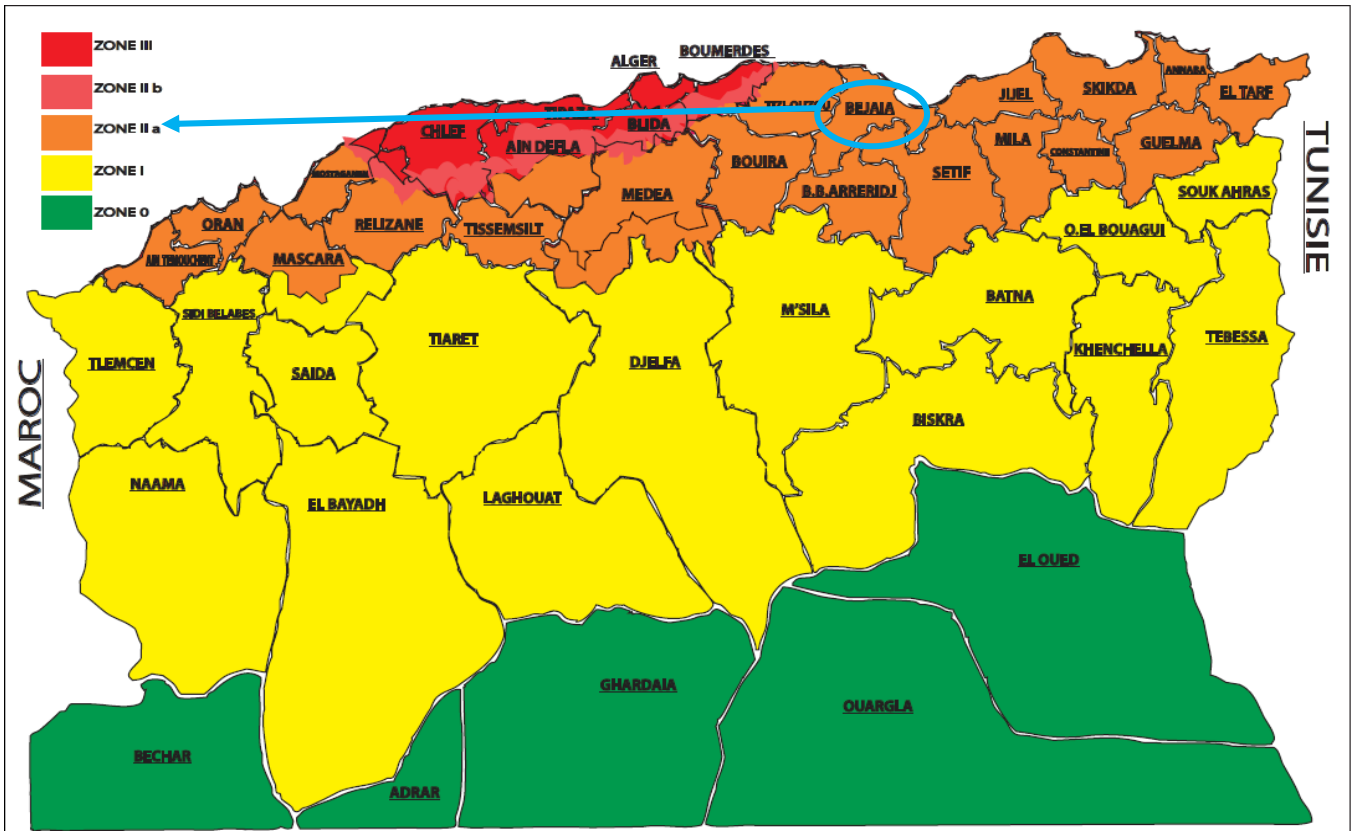


Figure II. 6. Carte de zonage sismique en Algérie.

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Bejaia, cette région est classée à la zone sismique IIa

II.2.2.3. Données climatiques :

- **L'action thermique :**

La variation de la température provoque des déformations dans les éléments structuraux, ces derniers subissent une dilatation en cas d'augmentation sensible de la température, et un raccourcissement en cas de sa chute.

Aussi, elle intervienne dans le dimensionnement des joints de chaussée et les appareils d'appuis.

D'après le R.C.P.R on adopte la variation uniforme suivante : **+35°C** et **-15°C** (En Algérie du nord).

Dans cette amplitude de température, une part rapidement variable (variation journalière) est prise égale à $\pm$ 10°C.

Pour le gradient thermique on a :

Tableau II. 1. Gradient thermique.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Tablier métallique	$\pm$18	$\pm$10
Tablier mixte	$\pm$15	$\pm$8
Tablier béton	$\pm$12	$\pm$7

- **L'action du vent :**

Les efforts engendrés par le vent sont considérdés, pour les structures régides, comme des pressions horizentales statiques appliqués aux surfaces frapées, mais pour les ponts souples (pont à haubons) ils sont considérés comme pression dynamique.

Cette pression vaut :

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

- **L'action de la neige :**

Les effets de la neige ne sont pas considérés dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers.

II.3. Donnée géologiques et géotechniques :

Le sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage ainsi que le type des fondations a envisagé pour les appuis.

Pour définir et classer le sol il est impératif de réaliser une étude géotechnique à travers les différents essais (in-situ et au laboratoire), afin de recueillir toutes les informations géotechniques et en déduire le comportement du sol et plus essentiellement la profondeur du bon sol (sol porteur).

Il est impératif donc de choisir la variante à retenir avant d'entamer l'investigation géotechnique et donc on détaillera ce point dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III :

CONCEPTION GENERALE

III.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de rechercher une conception adéquate en tenant compte des déférents critères (économiques, techniques…). En suite par une analyse multicritère une variante sera retenue pour une étude détaillée.

III.2 CHOIX DE TYPE L'OUVRAGE :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relative à l'ouvrage, on passera à la recherche des solutions envisageables en évaluant leurs coûts et leur aspect architectural.

Pour aboutir au meilleur choix, on doit bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

III.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX :

- Les profils de la chaussée :
  - Tracé en plan.
  - Profil en long.
  - Profil en travers.
- Les positions des appuis.
- La nature de sol de fondation.
- Le gabarit a respecté.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.4 PROPOSITION DES VARIANTES :

À ce sujet on proposera trois variantes différentes :

- Pont voussoir construit per encorbellement successif.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension.
- Pont mixte (bi-poutres métalliques à pièces de pont).

III.5. VARIANTE N°1 : PONT VOUSSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMNTS SUCCESSIFS.

III.5.1. Présentation de la variante :

La construction par encorbellements successifs est une technique très ancienne, elle consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol.

La construction s'effectue :

- Symétriquement de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution, cette double console obtenue dénommée fléau.
- Parfois dissymétriquement d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.
- Exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquence et faisant partie du tablier lui-même.

Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension,ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.5.2. Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**
  - La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus des rivières et des vallées très accidentées.
  - La construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser, et donc, réduire le coût du matériel de pose.
  - La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries diverses.
  - La durée d'utilisation est plus longue.
- **Inconvénients :**
  - Les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds, ce qui conduit à des appuis et fondations importantes.
  - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent à des délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution des sollicitations dans les structures rendues continues.
  - La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles, et pour la mise en tension des câbles.
  - Difficulté de modification et de démolition.

III.5.3 Implantation des piles et culées :

Lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée L, la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre 0.60 à 0.70L. - $L_{Principale}$ = 75 m. - L_{rive} = 51 m.

Tableau III. 1. Implantation des appuis variante voussoir.

PILE/CULEE	PK
C1	25+616.620
P1	25+667.620
P2	25+742.620
P3	25+817.620
C2	25+868.620

Vu que la travée principale a une longueur de 75m > 60/70m, donc économiquement, il est intéressant de réaliser un **tablier de hauteur variable.**

III.5.4 Pré-dimensionnement de la section transversale :

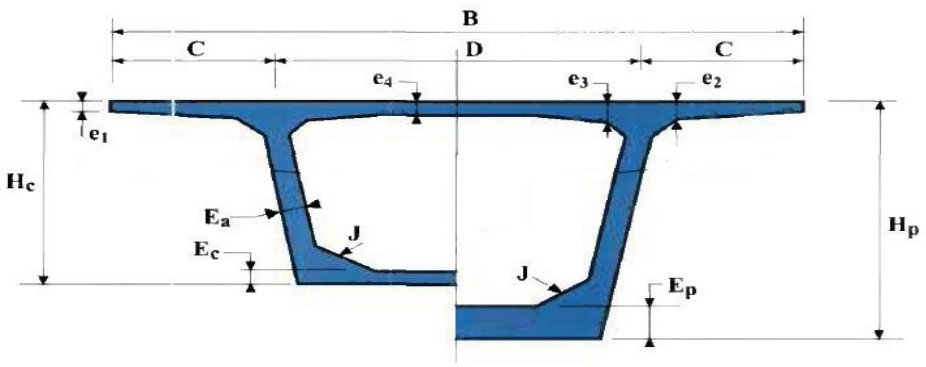


Figure III. 1. Notation des dimensions du voussoir.

- **Longueur des travées :**

Les travées principales : **L= 75m.**

Les travées de rive sont de l'ordre 0.6 à 0.7L ; on prend **Lr = 51m.**

- **Largeur de la nervure de l'intrados (D) :**

$D = \frac{B}{2}$; avec est la largeur de tablier (B=15.59m).

$D = \frac{15.59}{2}$ Donc : **D = 7.795m.**

- **La hauteur des voussoirs (H) :**

✓ Sur pile :

$\frac{L}{Hp} = 14 + \frac{L}{45}$; donc on a $Hp = \frac{L}{14+\frac{L}{45}} \approx 4.79m.$

On prend **Hp = 4.90m.**

✓ Sur clef :

$\frac{L}{Hc} = 19 + \frac{L}{7}$; donc on a $Hc = \frac{L}{19+\frac{L}{7}} \approx 2.52m.$

On prend **Hc = 2.60m.**

✓ Voussoirs courants :

La hauteur des voussoirs courants se varie paraboliquement par une équation différentielle de 2ème ordre.

$$H(x) = Hp - 2 \times (Hp - Hc).\left(\frac{x}{l}\right) + (Hp - Hc).\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

On résume les déférentes hauteurs des voussoirs dans le tableau suivant :

sachant que :

H_1 : la grande hauteur de voussoir (au plan de contact avec le voussoir qui le précède).

H_2 : la petite hauteur de voussoir (au plan de contact avec le voussoir qui le succède).

Tableau III. 2. Hauteurs des voussoirs.

N°	X (m)	$H_1(x)$ (m)	$H_2(x)$ (m)
VSP	0	4.90	4,90
V1	4	4.90	4,36
V2	8	4.36	3,89
V3	12	3.89	3,50
V4	16	3.50	3,18
V5	20	3.18	2,92
V6	24	2.92	2,74
V7	28	2.74	2,64
V8	32	2.64	2,60
Vc	32	2.60	2.60

- **Epaisseur de l'âme :**

L'épaisseur de l'âme est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté, et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$Ea = \frac{L}{275} + 1.25 \times \frac{B}{L} - 0.125$$

$\mathbf{Ea = 45cm.}$

- **Hourdis supérieur :**

  - ✓ Dans les caissons simples les âmes sont sauvant implantées au quart de largeur de caisson :

    $C = \frac{B}{4} = \frac{15.59}{4}$; **C = 3.898m.**
  - ✓ Epaisseur de l'hourdis supérieur :

- e1 dépend de dispositif de retenue choisi ; **e1 = 25 cm.**

- e2 on peut retenir de 1/8 à 1/7 de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé.
  On retient e2 = 50cm.

- e4 est égale à D/25 ou D/30, voire D/35 pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un minimum de 20 cm.
  On retient e4 = 30cm.

- e3 elle doit satisfaire les deux conditions :

$$\begin{cases} e3 > e2 - 0.10m \\ e3 > 1.5\, e4 \end{cases}$$

  donc on prend **e3 = 50cm.**

- **Hourdis inférieure :**

L'épaisseur de l'hourdis inférieure est minimale à la clef et maximale sur pile.
Avec l'épaisseur à la clef est égale à :

$Ec \geq \max\left\{18\,;\, 3 \times \varphi\,;\, \frac{Ea}{3}\right\}$;

$Ec \geq \max\{18\,;\, 30\,;\, 15\}$ (cm)

On prend l'épaisseur de l'hourdis inférieur : **Ec=35cm.**

Et l'épaisseur sur pile est au voisinage de 2.5×Ec ; donc **Ep = 87.5cm.**

- **Les goussets :**

- Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle **α** compris entre **30°** et **45°** pour faciliter le bétonnage.
- Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Tableau III. 3. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson.

ELEMENT	VALEUR RETENUE
Hauteur de voussoir	Hp = 4.90 m
	Hc = 2.60 m
Largeur de la nervure de l'intrados	D = 7.795 m
Largeur de l'encorbellement	C = 3.898 m
Hourdis supérieur	e1 = 25 cm
	e2 = 50 cm ; e3=50 cm
	e4 = 30 cm
Epaisseur des âmes	Ea= 45 cm
Hourdis inférieur	Ep = 87.5 cm
	Ec = 35 cm
Le découpage en voussoirs	8 m sur pile
	3 m sur clef
	4 m pour les voussoir courants

III.6. VARIANTE N°2 : PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAINT PAR PRÉ-TENSION.

III.6.1. Présentation de la variante :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent les plus économiques, constituent une solution classique dont la longueur des travées peut s'échelonner entre 10 et 50 mètres.

Poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension où par adhérence (PRAD), cette famille est généralement employée pour des portées allant de 10 jusqu'à 35m.

III.6.2. Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**
  - Son mode de construction permet d'éviter le recours aux cintres appuyant sur le sol.
  - La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudage.
  - Un autre avantage provient de son fonctionnement isostatique, qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, particulièrement au tassement différentiel des appuis et aux effets du gradient thermique.
  - Cette variante est souvent la plus économique, vu la facilité de son étude et exécution
    .
- **Inconvénients :**
  - Poids propre très important.
  - Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leurs parties inférieures.
  - Ce type de tablier est bien adapté aux franchissement rectilignes ;
    En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
  - L'obligation de la mise en tension des câbles avant le décoffrage des poutres.

III.6.3. Implantation des piles et culées :

Pour cette variante on a 7 travées isostatiques de longueurs identiques de **36 m**.

Tableau III. 4. Implantation des appuis variante PRAD.

PILE/CULEE	PK
C1	25+616.620
P1	25+652.670
P2	25+688.770
P3	25+724.870
P4	25+760.970
P5	25+798.070
P6	25+833.170
C2	25+869.220

III.6.4. Pré-dimensionnement de la section transversale :

- **Nombre des poutres :**

N = (La / λ) + 1

L'espacement λ est compris entre : 1,5 ≤ λ ≤ 2,5 m.

On prend **λ = 1,75 m**

et on a : **La = 14 m ; La :** l'entraxe entre les poutres de rive.

$N = \left(\frac{14}{1.75}\right) + 1 = 9$: donc : **N = 9 poutres.**

- **La hauteur du tablier :**

$\frac{L}{20} \leq ht \leq \frac{L}{18}$ D'où : 1,8 ≤ ht ≤ 2

On prend la hauteur du tablier (poutre + dalle) : **ht = 2m.**

- **Epaisseur de la dalle :**

$18 \leq h_d \leq 25$; D'où : **h_d = 20cm.**

- **La table de compression :**

✓ **La largeur :** 0,6h ≤ b ≤ 0,7h ; 1,08 ≤ b ≤ 1,26
On prend : **b = 1,1 m.**

✓ **L'épaisseur :** L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm
On fixe **e = 12 cm.**

- **Le talon :**

✓ **La largeur :** La largeur des talons varie de 60 à 90cm.
On prend : **Lt = 60cm.**

✓ **L'épaisseur :** La partie verticale du talon est comprise entre 10 et 20cm.

On fixe **e_t = 20cm**.

- **Epaisseur de l'âme :**

l'épaisseur de l'âme est prise entre 18 ≤ b ≤ 25 On fixe : **b = 20cm**.

- **Goussets :**

✓ **Gosset de la table de compression :**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15 qu'on a fixé à 1/13, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.
La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

✓ **Gosset du talon :**

C'est l'angle qui permet de relier le talon a l'âme avec une hauteur égale à l'épaisseur de ce dernier, ce qui donne dans notre cas un angle de 53°.

Tableau III. 5. Tableau récapitulatif de prédimensionnement des poutres en pré tension.

ÉLEMENT	RESULTATS
Entraxe des poutres	**λ = 1.75 m**
Nombre des poutres	**N = 9 poutres**
Elancement du tablier ht	**h_t = 2 m**
Epaisseur de l'âme	**Ea = 20 cm**
Largeur de talon	**Lt = 0.6m**
Epaisseur de talon	**et = 20 cm**
Largeur de la table de compression	**b= 1,1 m**
Epaisseur de la table de compression	**e_c = 12 cm**
Epaisseur de la dalle	**ed = 20 cm**
Largeur de la dalle	**Ld = 15.59 m**

III.7. VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BI-POUTRES METALIQUES A PIÈCES DE PONT).

III.7.1. Présentation de la variante :

Un pont mixte bi-poutres est un pont dont le tablier est formé de raidisseurs en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure.

Les raidisseurs peuvent être soit des profilés métalliques laminés, soudés ou rivetés, à âmes pleines ou ajourées, soit des poutres en treillis et dispose parfois de poutres transversales appelée entretoises ou pièces de pont, reliant les raidisseurs principaux.

III.7.2. Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**
  - L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
  - Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
  - Court délai de construction, des économies de coûts de construction.
  - Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
  - Des possibilités d'extension et de réparation.

- **Inconvénients :**
  - Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretient contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
  - Les sollicitations climatiques, la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
  - La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs).
  - La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
  - Le coût est très élevé.

III.7.3. Implantation des piles et culées :

Pour cette variante on a 2 travées principales de 70m, et 2 travées de rive de 51m.

PILE/CULEE	PK
C1	25+616.620
P1	25+672.620
P2	25+742.620
P3	25+812.620
C2	25+868.620

III.7.4. Pré-dimensionnement de la section transversale :

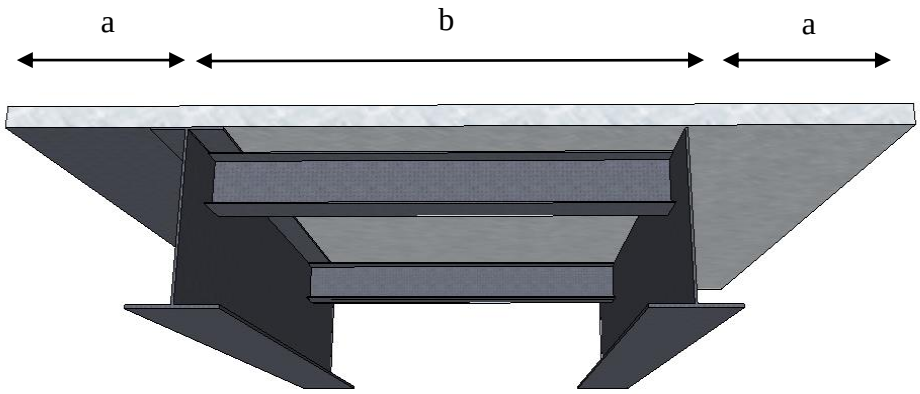


Figure III. 2. Notation des dimensions de la variante mixte.

Il est important de noter que le tablier est assez large (supérieur à 13 m), on a opté pour la mise en place des pièces de pont (tous les 4 m).

- **Epaisseur de la dalle :**

On prend une épaisseur de la dalle de 22 cm.

- **Choix de l'entraxe :**

On a une condition a ≤ 2.5 m. donc on obtient un entraxe **b = 10.74 m.**

- **La hauteur des poutres :**

En prenant en compte la portée et pour des raisons économiques on a choisi une hauteur variable. Sur pile : Hp = L/25 ; donc **Hp = 2.80 m**.

Sur clef : Hc =L/50 à L/40 ; on prend **Hc = 1.55m**.

- **Les semelles :**

$400 \leq b \leq 1300$mm. $t \geq \frac{b}{30}$.

- Semelle supérieure : (**b :** la largeur ; **t :** l'épaisseur)

b = 1000 mm. $t \geq 33.33$ mm ; on prend **t = 40 mm.**

- Semelle inférieure :

b = 1200 mm . $t \geq 40$ mm ; on prend **t = 50 mm.**

- **Epaisseur de l'âme :**

$tw \geq 0.005hw$; $tw \geq 13.55$ mm.

On prend **tw = 25 mm.**

- **Prédimensionnement des pièces de pont :**

- **Entraxe** : E = 4 m.
- **Membrure** : Largeur : 220 à 300 mm ; on prend **l = 250 mm.**
  Epaisseur : **t = 20 mm.**
- **Âme** : Epaisseur : 10 à 12 mm ; on prend **tw = 12 mm.**
  Hauteur : est d'ordre 1/15 à 1/10 de la portée ; on prend **Hw = 1000 mm.**

Tableau III. 6. Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante mixte

<table>
<tr><th colspan="4">ÉLEMENT</th><th>RESULTATS</th></tr>
<tr><td colspan="4">Entraxe des Poutres</td><td>b = 10.74 m</td></tr>
<tr><td colspan="4" rowspan="2">La hauteur des poutres</td><td>Sur pile : Hp = 2.80 m</td></tr>
<tr><td>Sur clef : Hc = 1.55m</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Semelle supérieure</td><td>La largeur</td><td>b = 1000 mm</td></tr>
<tr><td>L'épaisseur</td><td>t = 40 mm</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Semelle inférieure</td><td>La largeur</td><td>b = 1200 mm</td></tr>
<tr><td>L'épaisseur</td><td>t = 50 mm</td></tr>
<tr><td colspan="4">Epaisseur de l'âme</td><td>tw = 25 mm</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Les pièces de pont</td><td colspan="2">Entraxe</td><td>et =15 cm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Membrure</td><td>Largeur</td><td>l = 250 mm</td></tr>
<tr><td>Épaisseur</td><td>t = 20 mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Âme</td><td>Épaisseur</td><td>tw = 12 mm</td></tr>
<tr><td>Hauteur</td><td>Hw = 1000 mm</td></tr>
</table>

III.8 Analyse multicritère :

L'analyse multicritère est une méthode de comparaison des solutions (des variantes) envisagées pour un projet donné.

Elle met côté à côte des critères de nature différente à caractère plus ou moins quantitatif pour apporter un jugement comparatif permettant de retenir la solution optimale selon ces critères.

- Les critères de comparaison :
  - Le coût.
  - L'entretien.
  - Réalisation.

1) Le Coût :

Le coût est un critère essentiel, surtout en Algérie, il donne une idée sur le montant de l'ouvrage ce qui permis de choisir, en tenant compte des autres critères, la bonne conception.

Son estimation est très difficile car il est influencé par les prix des éléments en premier lieu qui s'actualisent souvent, et en deuxième lieu par l'évolution des frais de la main d'œuvre.

Pour l'estimation des coûts des différentes variantes on a réalisé un devis quantitatif et estimatif pour chacune de ces variantes, ce devis est donc limité à développer quelques idées générales et à donner des ratios permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques.

Dans ce point on a basé sur le calcul du volume des matériaux utilisés dans les trois variantes, puis l'estimation du coût à l'aide des prix unitaires inspirés des marchés de la **SAPTA.**

Tableau III. 7. Cout estimatif des trois variantes.

Variante 01 (pont voussoir hauteur variable)	**1 102 899 551,90 (DA)**
Variante 02 (pont à poutres PRAD)	**946 100 348,94 (DA)**
Variante 03 (pont mixte)	**1 428 314 809,67 (DA)**

Le détail de calcul se trouve dans l'annexe B.

2) L'entretient :

La surveillance de l'état des ouvrages d'art est déterminante pour l'entretien du patrimoine et la sécurité des usages, elle doit donc avoir un caractère systématique. Elle a pour objet de s'assurer que chaque ouvrage est dans un état conforme à ce pour quoi il a été construit et offre aux personnes qui l'empruntent des conditions de sécurité satisfaisantes.

Dans le tableau si dessous on a traité les exigences d'entretien courant de chaque variante :

Tableau III. 8. L'entretient des déférentes variantes.

Variante 01 (pont voussoir hauteur variable)	➢ Absence total de l'entretien jusqu'au bout d'un certain temps.
Variante 02 (pont a poutres PRAD)	➢ Absence total d'une pathologie grave.
Variante 03 (pont mixte)	➢ La nécessité d'entretien périodique face aux phénomène de corrosion (l'humidité de l'Oued) et fatigue dans les assemblages. ➢ Les poutre en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagés.

3) Réalisation :

Tableau III. 9. Réalisation des trois variantes.

Variante 01 (pont voussoir hauteur variable)	➢ Conditions de réalisation pénibles pour cette méthode de construction (coulé sur place). ➢ Difficulté d'installation de cintre et échafaudage.
Variante 02 (pont a poutres PRAD)	➢ Difficulté de la mise en place des poutres (à cause d'oued). (le transport des poutres ne pose pas problème car l'unité de fabrication des poutres se trouve à proximité de notre ouvrage).
Variante 03 (pont mixte)	➢ Besoin d'un main-d'œuvre qualifié. ➢ Besoin de contrôle strict de qualité de travail.

III.9 CONCLUSION :

Le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse (selon les critères qu'on a pris en considération), offerte par la **variante N°2** (pont a poutres précontraintes par pré-tension) qui fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.

III.10 CONCLUSION :

D'après le rapport de sol fournit par **GEOMAG LABORATOIRE,** qui a été chargé de l'étude géotechnique de l'ouvrage d'art 3.1 (PK25+616) de la pénétrante autoroutière Bejaia-Ahnif, les résultats obtenus à partir de l'investigation in-situ et au laboratoire, qui donne les informations sur le sol sur lequel notre ouvrage sera réalisé, sont comme suite :

La reconnaissance in-situ :

Le programme d'investigation géotechnique des essais in-situ s'articule en :

- Sept (7) essais pressiométriques de 20 à 30 m de profondeur.
- Deux (2) sondages carottés, l'un est de 20m de profondeur de côté Ahnif, et l'autre est de 30m de profondeur de côté Bejaia.

Les résultats des sondages carottés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 10. Résultats des sondages carottés.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Description
SC01 (coté Bejaia)	00.00 à 16.00	Alluvion, graves et cailloux dans une matrice sableuse.
	16.00 à 18.50	Marne grisâtre plastique.
	18.50 à 30.00	Marne grisâtre, indurée très ferme.
SC02 (coté Ahnif)	00.00 à 11.00	Alluvion grossières formées essentiellement de galets, cailloux et sable.
	11.00 à 20.00	Argile marneuse grise sombre, peu consistante à consistante en allant en profondeur.

Les résultats des sondages pressiométrique montrent que :

- **De 0 à 24 m :** le sol (la formation alluvionnaire et la partie superficielle de la formation argileuse) est en état sous consolidé à normalement consolidé.
- **De 24 à 30 m :** le sol (la formation argileuse) est en état normalement consolidé à surconsolidé.

Essais laboratoire :

Les échantillons récupérés ont été soumis à l'essai suivant :

- **Essais physiques :**
  - Analyse graniulo-sédimentométique.
  - Teneur en eau naturel (Wn).
  - Densité sèche (ɣd) et humide(ɣh).
  - Degré de saturation (Sr).

- **Essais mécaniques :**
  - Essai de cisaillement directe :
    - ✓ Détermination de la Cohésion (Cu).
    - ✓ Détermination de l'angle de frottement (φu).
  - Limite d'ATTERBERGE :
    - ✓ Détermination de la limite de liquidité (Wl).
    - ✓ Détermination de la limite de plasticité (Wp).
    - ✓ Détermination de l'indice de plasticité (Ip).

- **Essais chimiques :**
  - Détermination de la teneur en insolubles.
  - Détermination de la teneur en carbonates (CaCO3).
  - Détermination de la teneur en gypse.
  - Détermination de la teneur en sulfate (SO4).

Les résultats des essais en laboratoire, sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau III. 11. Résultats des essais physiques.

sondages		SC1	
Profondeur (m)		11.4 ~ 11.8	14.4 ~ 14.8
Teneur en eau naturel (Wn)		18	19
Densité sèche (γ_d)		1.809	1.790
Densité humide (γ_h)		2.130	2.150
Degré de saturation (Sr)		98	100
granulométrie	2 mm	100	100
	80 µ	100	100
Sédimentomètire	25 µ	72	78
	1 µ	38	26

Tableau III. 12. Résultats des essais mécaniques.

sondages		SC1	
Profondeur (m)		11.4 ~ 11.8	14.4 ~ 14.8
Limites d'ATTERBERG	Wl	54	52
	Wp	24	23
	IP	30	29
Cisaillement direct	Φu (°)	21	12
	Cu (Bars)	0.32	0.17

Tableau III. 13. Résultats des essais chimiques.

sondages		SC1		
Profondeur (m)		~6.0	11.4 ~ 11.8	14.4 ~ 14.8
Analyses chimiques	% insolubles	28.64	62.82	62.15
	% CaCO3	65.67	26.11	32.83
	% Gypse	0.00	0.00	0.00
	% SO4	0.00	0.00	0.00

Synthèse des résultats des essais de laboratoire :

- **Formation d'alluvions grossières :**

Cette formation est soumise uniquement à des analyses chimiques qui ont révélé qu'elle est non dangereuse vis-à-vis du béton de fondation.

- **Formation d'argile marneuse :**

Les résultats indiquent que cette formation est :

- Un sol fin.
- A un caractère dense.
- Sa fraction fine se classe dans le domaine des argiles hautement plastiques (Atterberg).
- A un potentiel de gonflement moyen à élever.
- Les caractéristiques intrinsèques (angle de frottement, cohésion) sont faibles à moyennes.
- Elle ne présente aucune agressivité à l'égard des bétons de fondations.

CHAPITRE IV :

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES

IV.1 INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage (sa longueur de franchissement et notamment sa largeur).

Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi les caractéristiques de la section de la poutre avec et sans hourdis.

Ces derniers seront calculés manuellement à l'aide de logiciel de calculs automatisés "**Microsoft Excel**"**,** la vérification des résultats sera faite en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis :"**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019** ".

IV.2 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA POUTRE :

IV.2.1. Notations et formules utilisées :

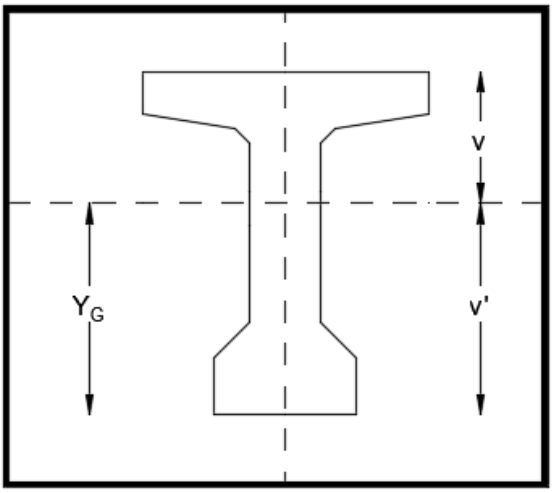


Figure IV. 1. Notation des distances

- **Δ :** l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- **Z :** la distance entre Y_{Gi} et Y_G.
- **I_0 :** moment d'inertie propre de la section considérée.
- **I_G :** moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- **Y_i :** position de centre de gravité d'une section (i) par rapport à l'axe.
- **B :** la section de la poutre.

Tableau IV. 1. Les formules de calculs des caractéristiques géométriques.

FORMULE	DEFINITION
$S/\Delta = Y_{Gi} \times B$	**Moment statique.**
$V' = \frac{S/\Delta}{B}$	**distance du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure.**
$I/\Delta = I0 + B_i \times Z^2$	**Moment d'inertie de la section.**
B (nette) = B (brute) – 5% B (brute).	**Section nette.**
S/Δ (nette) = S/Δ (brute) – 5% S/Δ (brute).	**Moment statique nette.**
I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute).	**Moment d'inertie nette.**
$\rho = I_G/(V \times V' \times B)$.	**Rendement géométrique.**

IV.2.2. Section avec hourdis :

✓ Calcul analytique :

Tableau IV. 2. Caractéristique géométrique de la section poutre avec dalle.

V' (cm)	128,19
B (brute) (cm^2)	9559,41
B (nette) (cm^2)	9081,43
S/Δ (brute) (cm^3)	1225425,84
S/Δ (nette) (cm^3)	1164154,55
I/Δ (brute) (cm^4)	46333029,78
I/Δ (nette) (cm^4)	41699726,80
ρ (%)	**53**

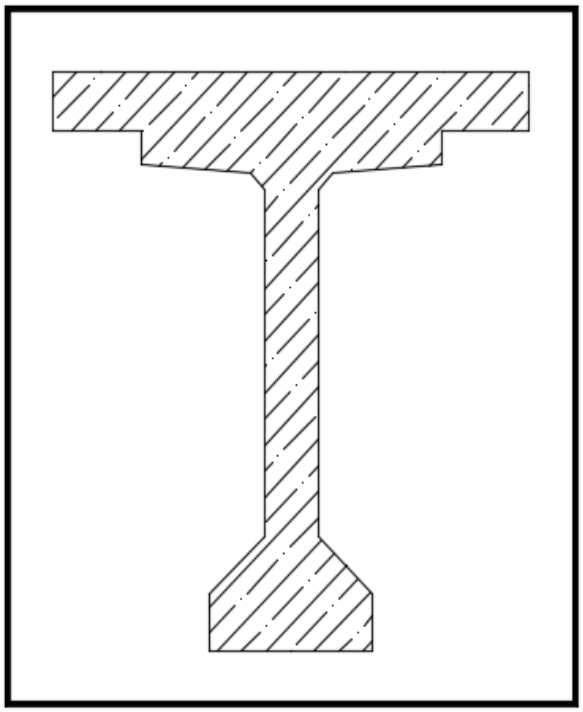


Figure IV. 2. Section de la poutre avec dalle.

I/Δ (brute) = 0.46333 m^4

✓ Vérification numérique :

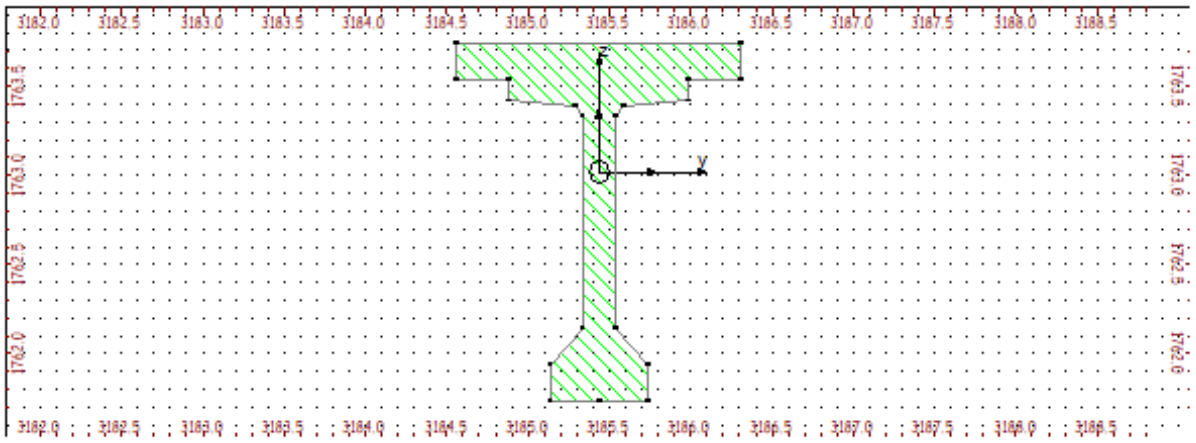


Figure IV. 3. Modèle de la section poutre avec dalle sur ROBOT.

Résultats généraux

Aire de la section

A = 0.956 m2

Périmètre

S = 7.946 m

Repère des axes principaux

Moments d'inertie

Ix = 0.026 m4

Iy = 0.463 m4

Iz =0.110 m4

IV.2.3. Section sans hourdis :

✓ Calcul analytique :

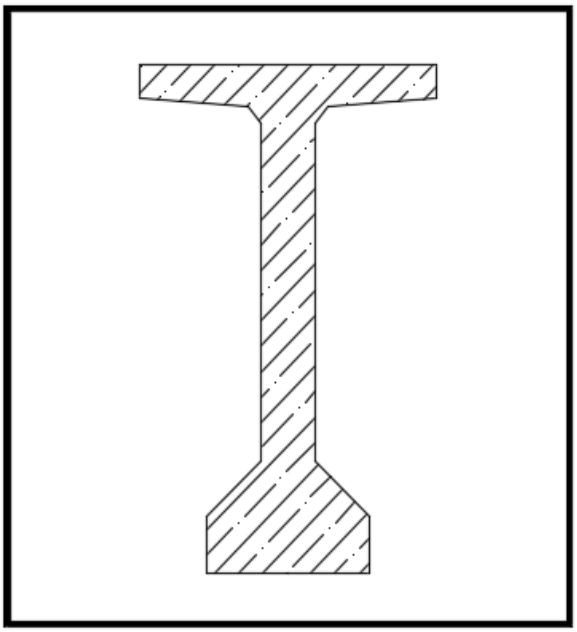


Figure IV. 4. Section de la poutre seule.

Tableau IV. 3. Caractéristique géométrique de la section poutre seule.

V' (cm)	92,49
B (brute) (cm^2)	6059,41
B (nette) (cm^2)	5756,43
S/Δ (brute) (cm^3)	560425,84
S/Δ (nette) (cm^3)	532404,55
I/Δ (brute) (cm^4)	25121436,89
I/Δ (nette) (cm^4)	22609293,20
ρ (%)	**51**

I/Δ (brute) = 0.25121 m^4

✓ Vérification numérique :

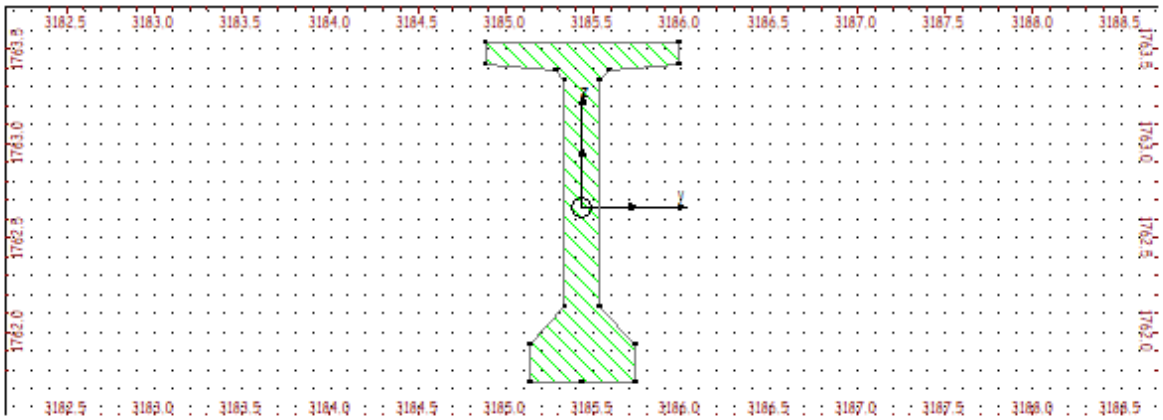


Figure IV. 5 Modèle de la section poutre seule sur ROBOT.

Résultats généraux

Aire de la section

A = 0.606 m2

Périmètre

S = 6.246 m

Repère des axes principaux

Moments d'inertie

Ix = 0.011 m4

Iy = 0.252 m4

Iz = 0.022 m4

Remarque :

En comparent le moment d'inertie calculé manuellement et celui obtenu par ROBOT on constate que :

- ✓ I_{ROBOT} = 99% $I_{analytique}$ pour la section avec hourdis.
- ✓ $I_{analytique}$ = 99% I_{ROBOT} pour la section sans hourdis.

Donc on peut dire qu'ils sont égaux.

CHAPITRE V :

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 LES ACTIONS :

On a trois types d'actions qui s'appliquent à un pont :

- Actions hors trafic.
- Actions dues au trafic.
- Actions accidentelles.

V.1.1 Les actions hors trafic :

On trouve deux types d'actions hors trafic :

- **Les actions permanentes :**

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

- ✓ Le poids des éléments porteurs (poutres, dalle), noté : CP.
- ✓ Le poids des élément non porteurs (revêtement, glissières…), noté CCP.
- ✓ Les actions thermiques.

- **Les actions variables :**

- ✓ Actions dues au vent.
- ✓ Actions dues à l'eau.

V.1.2 Les actions dues au trafic :

Elles sont définies souvent par le règlement RCPR (**R**ègles définissant les **C**harges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **P**onts **R**outes), on y trouve :

- ✓ Système de charge A.
- ✓ Système de charge B $\begin{cases} \text{Bc} \\ \text{Bt} \end{cases}$
- ✓ Charges militaires : convoi Mc120.
- ✓ Charge exceptionnelle : convoi type D240.

V.1.3 Les actions accidentelles :

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

La prise en compte de l'action des séismes est définie par un **R**ègle**P**arasismique **A**lgérien des **O**uvrages d'Art (RPOA2008).

V.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES (CP) :

V.2.1 Poids de la poutre :

Notre poutre est de même section tout le long de son élancement, ceci est due au choix de type de la précontrainte (pré tension) ce qui fait qu'on n'a pas besoin de la section d'about généralement utilisé quand on réalise la précontrainte par post tension.

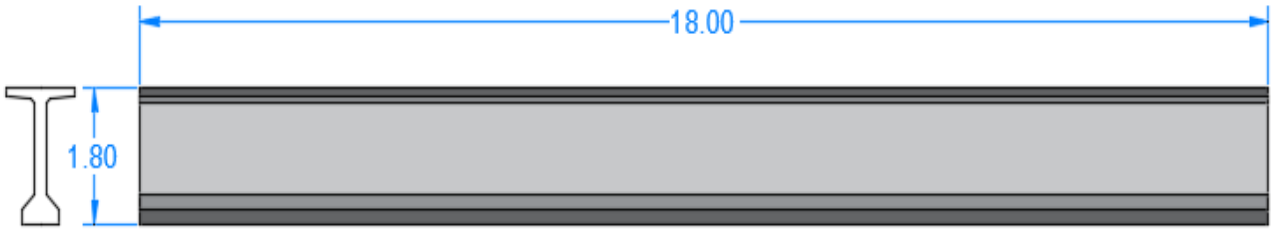


Figure V. 1. Vue sur la poutre.

On a : $P_{Poutre} = \rho \times L \times S$

S = 0,6059 m^2 ; L = 36 m ; ρ = 25 KN/m^3.

Donc : **P_{Poutre} = 545,31 KN.**

P_{Poutre} = 15,1475 KN/ml.

V.2.2 Poids de la dalle (hourdis) :

La dalle présente une épaisseur e_p de 20 cm.

On a : $P_{dalle} = e_d \times L \times l \times \rho$

L c'est la longueur, l c'est la largeur et ρ = 25 KN/m^3.

Donc : **P_{dalle} = 2806,20 KN.**

P_{dalle} = 77,95 KN/ml.

V.2.3 Poids de l'entretoise :

L'entretoise présente une hauteur de 1,35m et une épaisseur e_e de 0,3m avec une largeur qui suit la section de la poutre.

On a : $P_{entretoise} = e_e \times h \times l \times \rho$

h c'est la hauteur, l c'est la largeur

et ρ = 25 KN/m^3.

Donc : **$P_{entretoise}$ = 14,75 KN.**

$P_{entretoise}$ = 0,41 KN/ml.

Finalement : $CP = 16 \times P_{entretoise} + P_{dalle} + 9 \times P_{Poutre}$

CP = 7949,99 KN

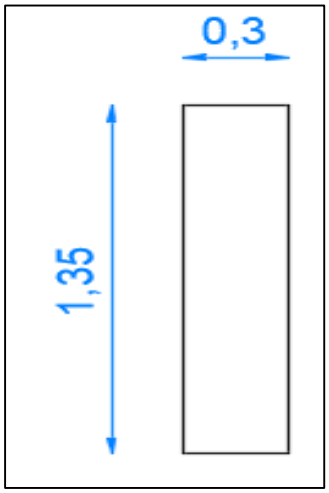


Figure V. 2. Dimensions de l'entretoise.

V.3 EVALUATION DES CHARGES COMPLEMENTAIRE PERMANENTES (CCP) :

V.3.1 Poids du revêtement et étanchéité :

On a : $P_r = \rho_r \times L \times l_r \times (e_r + e_{et})$

Avec

ρr : masse volumique du revêtement (24 KN/m3).

L : Longueur du revêtement (m).

lr: Largeur du revêtement (m).

e_r : épaisseur du revêtement (m).

e_{et} : épaisseur étanchéité (m).

Donc : **Pr = 1002,24 KN.**

Pr = 27,84 KN/ml.

V.3.2 Poids des trottoirs :

On a : $P_t = \rho_b \times e_t \times L \times l_t$

Avec

ρb : masse volumique du béton (25 KN/m3).

et : épaisseur du trottoir (m).

L : Longueur du trottoir (m).

lt : Largeur du trottoir (m).

Donc : **Pt = 218,70 KN.**

Pt = 6,08 KN/ml.

V.3.3 Poids des corniches :

Pour notre cas la corniche sera mise en place d'un seul coté.

On a : $Pc = Sc \times \rho b \times Lc$

Avec :

S_c : Section de la corniche (m^2).

ρ_b : masse volumique du béton.

L_c : Langueur de la corniche.

Donc : **Pc = 115,29 KN.**

Pc = 3,20 KN/ml.

V.3.4 Poids des glissières de sécurité :

Les glissières de sécurité présentent un poids de 2 KN/ml

Donc : $P_g = P_{gl} \times L$

Pg = 72 KN

Finalement : $CCP = P_C + P_t + P_{gl} + P_r$

CCP = 1408,23 KN

Tableau V. 1. Tableau récapitulatif des poids des éléments du tablier.

	Eléments	Poids linéaire (KN/m)	Poids (KN)
CP	**Poutre**	15,15	545,31
	Dalle	77,95	2806,20
	Entretoise	0,41	14,75
CCP	**Revêtement et étanchéité**	27,84	1002,24
	Les trottoirs	6,08	218,70
	Les corniches	3,20	115,29
	Les glissières de sécurité	2	72
Poids totale du tablier		**259,95**	**9358,22**

V.4 EVALUATION DES SURCHARGES :

V.4.1 Caractéristique du pont :

- **Largeur roulable :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles.

Pour notre pont la largeur roulable est de : Lr = 14,5 m

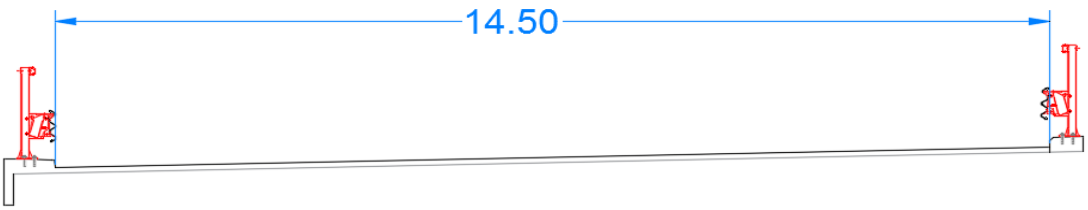


Figure V. 3. La largeur roulable du tablier.

- **Largeur chargeable :**

Pour déduire la largeur chargeable il faut trancher, de la largeur roulable, 0,5 m pour chaque dispositif de retenu (dans notre cas les glissières de sécurité).

On a deux glissières de sécurité donc : Lc = 14,5 – (0,5 x 2) = 13,5 m

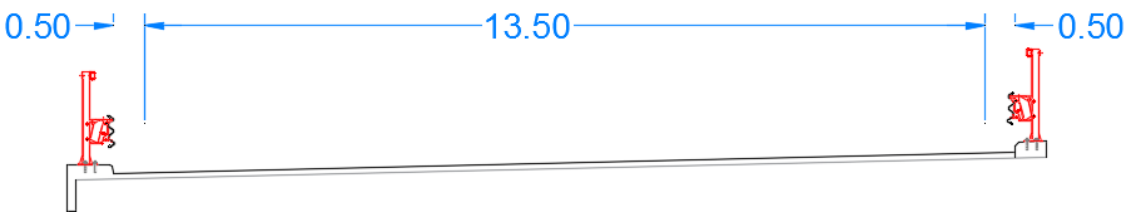


Figure V. 4. La largeur chargeable du tablier.

- **Nombre de voies :**

Généralement le nombre de voies est égale à : N = $\frac{Lc}{3}$.

Néanmoins, dans notre cas le nombre de voies est fixé, par le maitre d'ouvrage, à 3 voies.

- **Largeur des voies :**

La largeur des voies, noté ''v'', est égale à : v = $\frac{Lc}{N}$

D'où : v = 4,5 m

- **Classe du pont :**

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable **Lr.**

Tableau V. 2. La classe du pont par sa largeur roulable.

Classe de pont	Largeur (m)
1ère Classe	**Lr ≥ 7**
2ème Classe	5,50 < **Lr** < 7
3ème Classe	**Lr** ≤ 5,50

Lr = 14,5 ≥ 7 donc notre pont est de 1ère Classe

V.4.2 Système de charge A :

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée, pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(l), exprimé en KN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre, et calculé par la formule suivante :

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{l+12} \text{ (KN/m²)}.$$

Pour le résultat final, A(l) est multiplié par deux coefficient :

- **Le coefficient a1 :**

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur d'A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivant :

Tableau V. 3. Le coefficient a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à (4 – 0.002 × l) KN/m^2, c'est cette dernière qui doit être prise en compte.

C'est-à-dire : $A_1 = \max \begin{cases} a1 \times A(l) \\ 4 - 0{,}002 \times l \end{cases}$ KN/m^2.

- **Le coefficient a2 :**

Le coefficient a2 est égal à : $a2 = \frac{v_0}{v}$

Tel que : v est la largeur d'une voie et v_0 est obtenu en fonction de la classe du pont

Tableau V. 4. Le coefficient a2.

Classe du pont	Valeur de v_0
Classe 1	3,5 m
Classe 2	3 m
Classe 3	2,75 m

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5. Résultats de calcul de la surcharge A(l).

Nombre des voies	L (m)	A(l) (KN/m2)	a_1	a_2	A(l) x a_1 x a_2 (KN/m^2)	L_v (m)	A(l) (KN/ml)
1	36,00	9,80	1	0,78	7,62	4,50	34,30
2	36,00	9,80	1	0,78	7,62	9,00	68,60
3	36,00	9,80	0,9	0,78	6,86	13,50	92,61

V.4.3 Système de charge B :

V.4.3.1 Système de charge Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut.
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

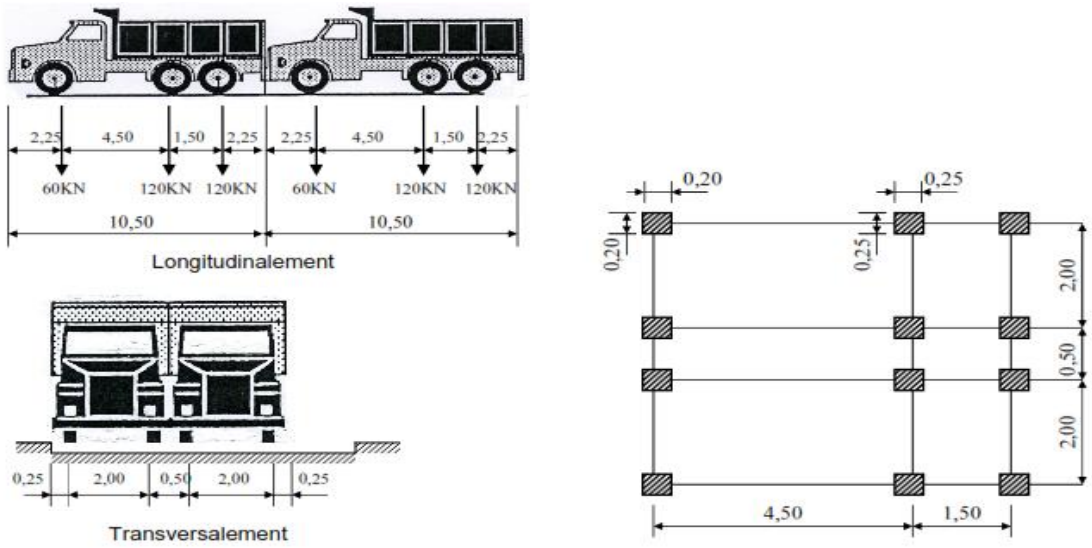


Figure V. 5. Caractéristique de la surcharge Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par l'RCPR.

Tableau V. 6. Le coefficient bc.

	Nombres de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	>5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,7
Deuxième	1,10	1,10	-	-	-
Troisième	1,10	0,8	-	-	-

Tableau V. 7. Résultats de calcule de la surcharge Bc.

Nombre des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (KN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

V.4.3.1 Système de charge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 160 KN), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

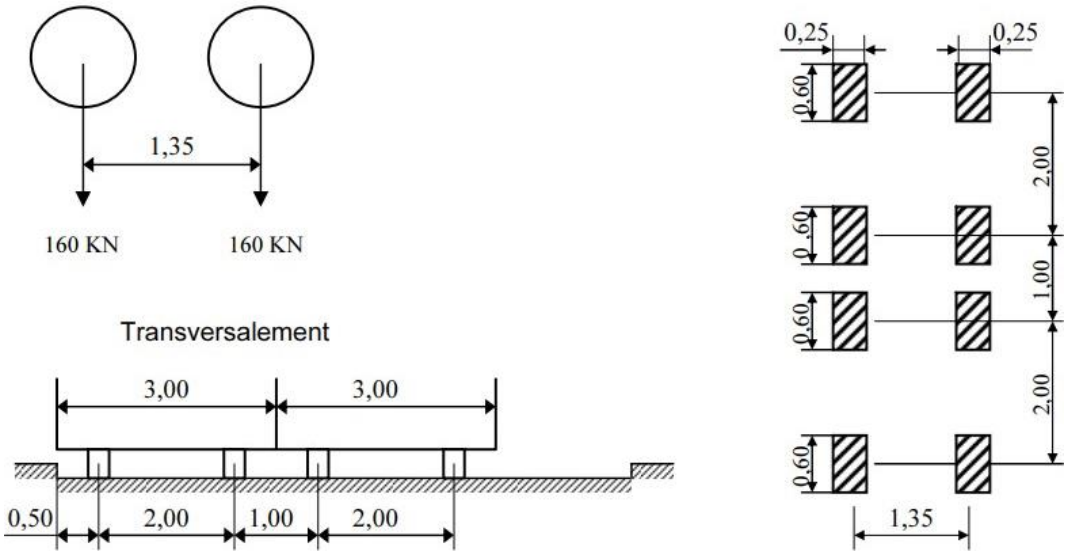


Figure V. 6. Caractéristiques de la surcharge Bt.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en comptesont multipliées par les coefficients bt donné par l'RCPR.

Tableau V. 8. Le coefficient bt.

Classe de pont	bt
1	1,2
2	1

Tableau V. 9. Résultats de calcul de la surcharge Bt.

Nombre des voies	B_t (KN)	b_t	B_t x b_t (KN)
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

V.4.4 Charges militaires Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois avec les limitations suivantes :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

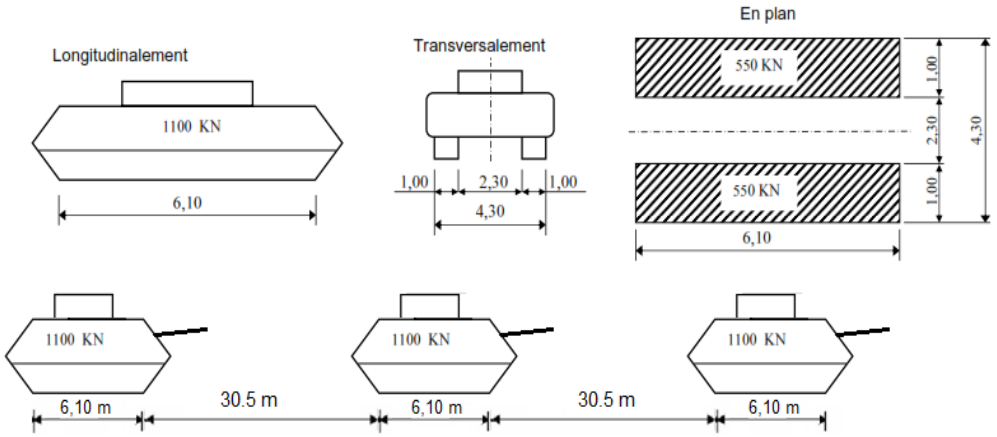


Figure V. 7. Caractéristiques de la surcharge Mc120.

Le poids total d'un véhicule type Mc120 est de **S = 1100 KN**.

V.4.5 Convoi exceptionnel D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de **2400 KN** de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à **129 KN/ml**.

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont :

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, néanmoins il est important d'essayer le cas où il est axé au milieu du pont.

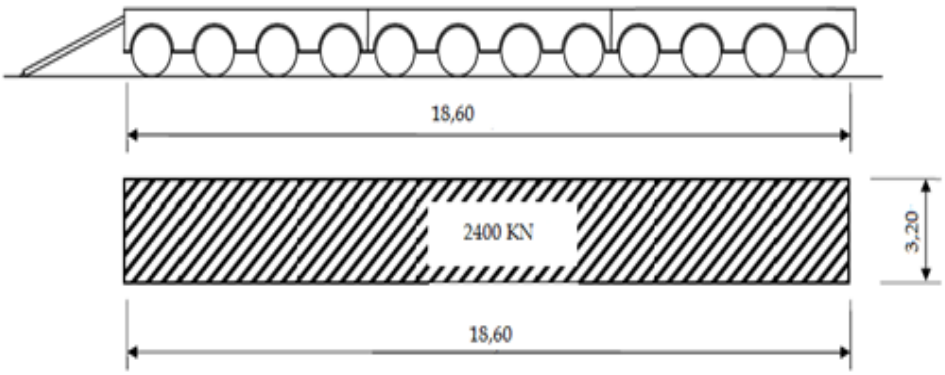


Figure V. 8. Caractéristique de la surcharge D240.

V.4.6 Calcul des coefficients de majoration dynamique :

Les charges du système B ainsi que la charge militaire Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique noté ''δ''. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times L}$$

Dans laquelle :
- **L** : représente la longueur de l'élément.
- **G** : sa charge permanente.
- **S** : sa charge B maximale.

Les résultats du calcul du coefficient de majoration dynamique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 10. Résultats de calcul de coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	36,00	9358,2	1710	**1,075**
B_t			768	**1,061**
Mc120			1100	**1,066**

V.4.7 Efforts de freinage :

Les charges A et B_c développent des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation.

Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

V.4.7.1 Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

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

Dans laquelle : **S** est la surface chargée en (m^2).

Tableau V. 11. Résultats de calcul de l'effort de freinage de la surcharge A(l)

N des voies	S (m^2)	A(l) (KN/m^2)	F (KN)
1	162,00	7,62	60,04
2	324,00	7,62	116,85
3	486,00	6,86	153,63

V.4.7.2 Système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, l'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de $\mathbf{F_{Bc}= 300\ KN}$.

V.5 LES COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons des charges sont les ensembles constitués par les charges à considérer simultanément. Puisque les charges précédemment calculés ne s'exerce pas indépendamment, il est donc impératif de les combiner pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

V.5.1 Les états limites :

Le BAEL distingue deux catégories d'état limites :

- **Etats limite de service :**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes, ce sont des états au-delà desquels les conditions d'exploitations ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites

- **Etats limite ultime :**

Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux (béton et acier) est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

V.5.2 Les coefficients de majoration :

Chaque action, et en fonction de sa nature, est majoré par un facteur qui se diffère en fonction des états limites en question.

Tableau V. 12. Les coefficients de majoration des actions.

Etats limites / Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Système B_c	1.6	1.2
Système B_t	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Freinage	1.6	1.2
Température	0.9	0.6

V.5.3 Les combinaison :

Les combinaisons mentionnées ci-dessous ne sont pas prise en considération simultanément.

Tableau V. 13. Les combinaisons.

	Combinaison
ELU	1.35 G + 1.6A(l) + 0.9T
	1.35 G + 1.6B_c + 0.9T
	1.35 G + 1.6 B_t + 0.9T
	1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T
	1.35 G + 1.35D240 + 0.9T
ELS	G + 1.2 A(l) + 0.6T
	G + 1.2B_c + 0.6T
	G + 1.2B_t + 0.6T
	G + Mc120 + 0.6T
	G + D240 + 0.6T

CHAPITRE VI :

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT :

VI.1.1 Moment fléchissant dû au Poids propres :

On prend en considération la non symétrie de revêtement et trottoirs :

- **Les charges permanentes :**

Premièrement il faut calculer les réactions RA et R_B :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{222{,}83 \times 35}{2} = 3899{,}58 \text{ KN.}$$

Calcul du moment fléchissent M à x = 0,5L :

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{222{,}83 \times 35^2}{8}$$

$$M_{x=0,5L} = 34121{,}31 \text{ KN.m}$$

- **Revêtement :**

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{27{,}84 \times 35}{2} = 487{,}20 \text{ KN.}$$

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{27{,}84 \times 35^2}{8} = 4263{,}00 \text{ KN.m}$$

- **Trottoir :**

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{9{,}28 \times 35}{2} = 162{,}36 \text{ KN.}$$

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{9{,}28 \times 35^2}{8} = 1420{,}62 \text{ KN.m}$$

VI.1.2 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l) :

La valeur de la réaction R_A et R_B et donné par :

$$R_A = R_B = \frac{A(l) \times l}{2}$$

Tableau VI. 1. Résultats de calcul des réactions dû à la surcharge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	R_A (R_B) (KN)
1	34,30	600,25
2	68,60	1200,5
3	92,61	1620,675

Le moment fléchissant M à x = 0,5L est donné par :

$$M_{x=0,5L} = \frac{A(l) \times l^2}{8}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge A(l)

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	M (KN.m)
1	34,30	**5252,19**
2	68,60	**10504,38**
3	92,61	**14180,91**

VI.1.3 Moment fléchissant dû à la surcharge Bc :

Pour calculer le moment fléchissant le plus défavorable dû à la surcharge Bc on utilise le théorème de BARRES.

Selon ce théorème le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouve symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

$X_{R/0} = \Sigma \frac{(Pi.Xi)}{\Sigma Pi}$; Σ Pi = R = 5P

$$X_{R/0} = \frac{[(P \times 4.5) + (P \times 6) + (P/2 \times 10.5) + (P \times 15) + (P \times 16.5)]}{5P}$$

$X_{R/0}$ = 9.45 m

2δ = 9,45 – 6 = 3,45

Donc : δ = 1.725 m

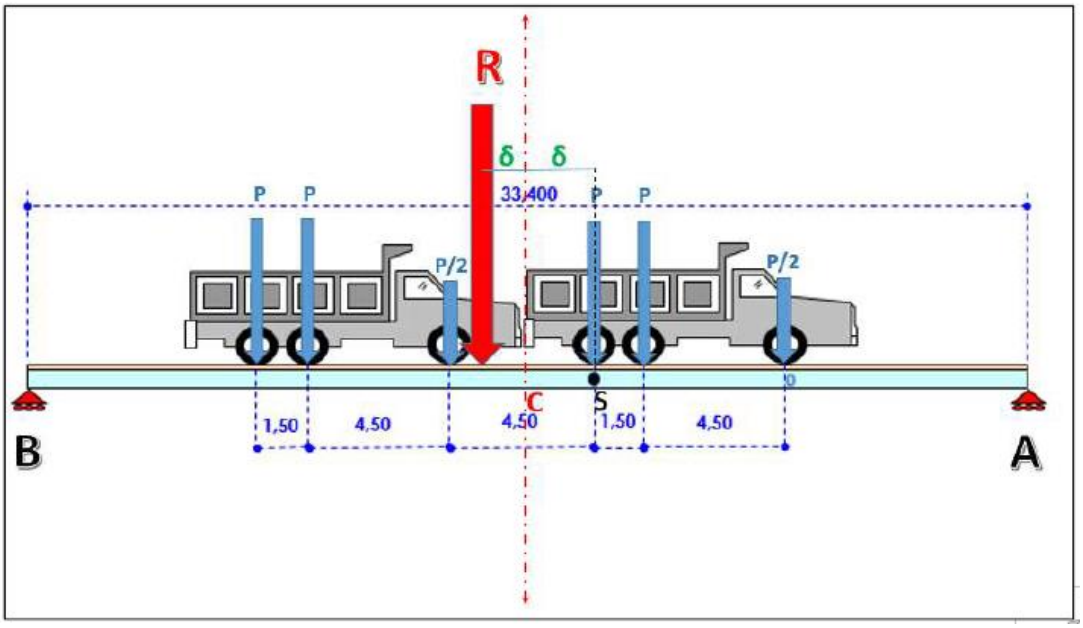


Figure VI. 1. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc.

Calcule des réaction R_A et R_B :

On a : $\Sigma M_{/A} = 0$ ……. (1)

RA + RB = 5P ……..…. (2)

D'ou :

$35 \times R_B = \frac{P}{2} \times 9.775 + P \times 14.275 + P \times 15.775 + \frac{P}{2} \times 20.275 + P \times 24.775 + P \times 26.275$

De (1) et (2) : $R_B = 2{,}75\ P$ (unité de P)

$R_A = 2{,}25\ P$ (unité de P)

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

$M_{/S} = R_B \times 19.225 - P \times 10.5 - P \times 9 - \frac{P}{2} \times 4.5$

$M_{/S} = 31.05\ P$ ({unité de P}.m).

$M_{max} = M_{/S} \times bc \times \delta bc$

Tableau VI. 3. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$M_{/S}$ (KN.m)	bc	δbc	M_{max} (KN.m)
1	120	3726,01	1,2	1,0601	**4739,95**
2	240	7452,02	1,1	1,069	**8764,62**
3	360	11178,03	0,95	1,075	**11415,48**

VI.1.4 Moment fléchissant dû à la surcharge Bt :

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l'axe de symétrie.

$X_{R/0} = \Sigma \frac{(Pi.Xi)}{\Sigma Pi}$; $\Sigma Pi = R = 2P$

$X_{R/0} = \frac{1.35\ P}{2\ P}$

$X_{R/0} = 0{,}675$ m

$\delta = \frac{0{,}675}{2}$ Donc : $\delta = 0{,}3375$ m

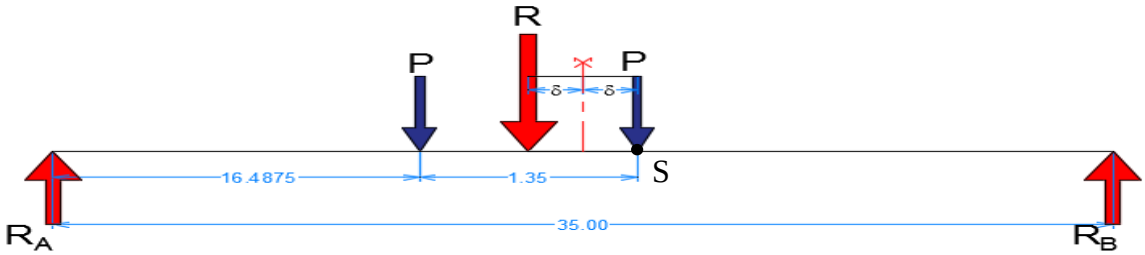


Figure VI. 2. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bt.

Calcule des réaction R_A et R_B :

On a : $\Sigma M_{/A} = 0$ ..... (1)

$RA + RB = 2P$ ..... (2)

D'ou :

$35 \times R_B = P \times 16.4875 + P \times 17.8375$

De (1) et (2) : $R_B = 0{,}98\ P$ (unité de P) ; $R_A = 1{,}02\ P$ (unité de P).

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

$M_{/S} = R_B$ x 17.1625

$M_{/S}$ = 16,83 P ({unité de P}.m).

$M_{max} = M_{/S}$ x bt x δbt

Tableau VI. 4. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bt.

ombre de voies chargées	P (KN)	$M_{/S}$ (KN.m)	bt	δbt	M_{max} (KN.m)
1	160	2693,04	1,2	1,055	**3408,98**
2 - 3	320	5386,08	1,2	1,061	**6856,55**

VI.1.5 Moment fléchissant dû à la surcharge Mc120 :

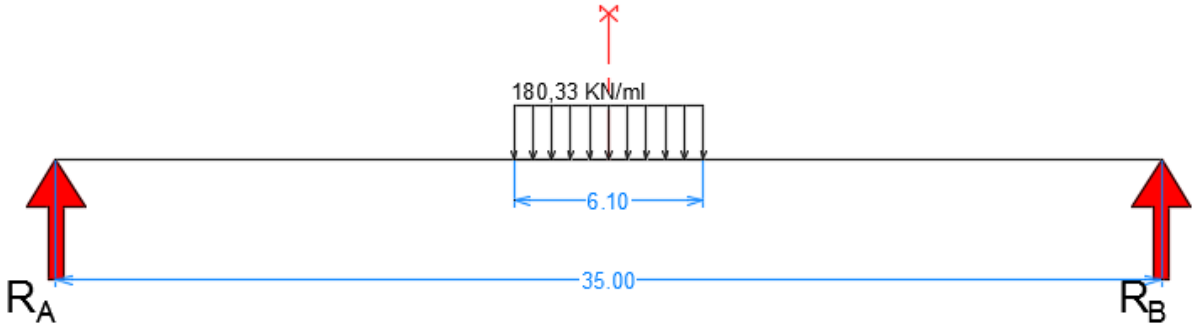


Figure VI. 3. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120.

On a :

$RA + R_B = 1100$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$

$35 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 17.5$ ….. (2)

De (1) et (2) ont conclu : R_A= 550 KN et R_B= 550 KN

$Mx_{=0.5L} = RA \times 17.5 - 180.33 \times 3.05 \times 1.525$

$Mx_{=0.5L}$ = 8786,24 KN.m

$M_{maj} = Mx_{=0.5L} \times \delta Mc120 = 8786,24 \times 1.066$

M_{maj} = 9365,33 KN.m

VI.1.6 Moment fléchissant dû à la surcharge D240 :

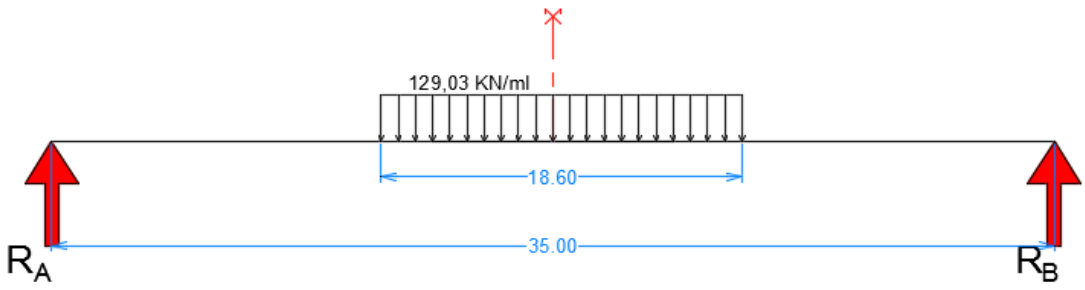


Figure VI. 4. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.

$R_A + R_B = 2400$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$

$35 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 17.5$ …. (2)

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 1200$ KN et $R_B = 1200$ KN

$M_{x=0.5L} = RA \times 17.5 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$

$M_{x=0.5L}$ = 15408,42 KN.m

VI.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

Pour le calcul de l'effort tranchant il est possible de placer les charges à une distance 'd' de droit d'appuis, tel que $h_P/2 \leq d \leq 3h_P/2$ (h_P : La hauteur de la poutre)
Donc on prend : $d = 3h_P/2 = 2{,}7m$.

VI.2.1 Effort tranchant dû au Poids propres :

Premièrement il faut calculer les réactions RA et R_B :

- **Les charges permanentes :**

$$Tmax = R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{222{,}83 \times 35}{2} = 3899{,}58 \text{ KN.}$$

- **Revêtement :**

$$Tmax = R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{27{,}84 \times 35}{2} = 487{,}20 \text{ KN.}$$

- **Trottoir :**

$$Tmax = R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{9{,}28 \times 35}{2} = 162{,}36 \text{ KN.}$$

VI.2.2 Effort tranchant dû à la surcharge A(l) :

La valeur de la réaction R_A et R_B et donné par :

$$T_{x=0} = \frac{A(l) \times l}{2}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	$T_{x=0}$ (KN)
1	34,30	600,25
2	68,60	1200,5
3	92,61	1620,675

VI.1.2 Effort tranchant dû à la surcharge Bc :

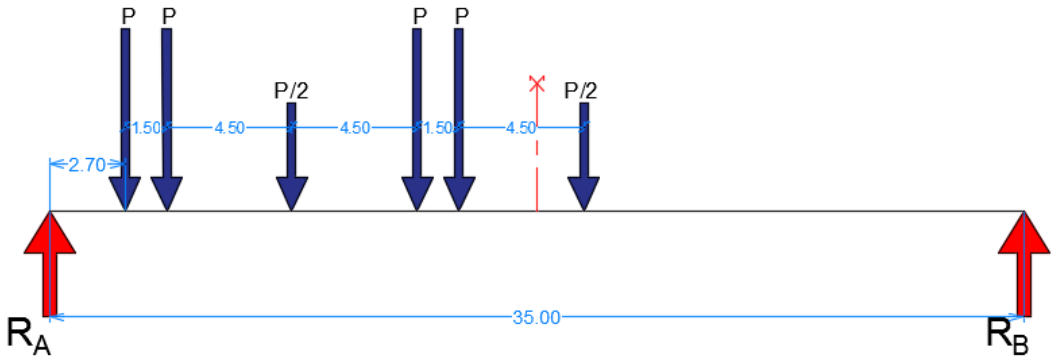


Figure VI. 5. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bc.

Calcule de l'effort tranchant à x = 2,7 :

On a : $\Sigma M_{/A} = 0$ ……. (1)

RA + RB = 5P …… (2)

D'ou :

$$35 \times R_B = \frac{P}{2} 16{,}5 + P \times 12 + P \times 10{,}5 + \frac{P}{2} \times 6 + P \times 1{,}5$$

De (1) et (2) : $R_B = 1{,}39$ P (unité de P) et $R_A = 3{,}61$ P (unité de P).

$T_{x=2,7} = R_A = 3{,}61$ P (unité de P)

$T_{maj} = T_{x=2,7} \times bc \times \delta bc$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$T_{x=2,7}$ (KN)	bc	δbc	T_{maj} (KN)
1	120	432,86	1,2	1,0601	550,65
2	240	865,71	1,1	1,069	1018,20
3	360	1298,57	0,95	1,075	1326,16

VI.2.3 Effort tranchant dû à la surcharge Bt :

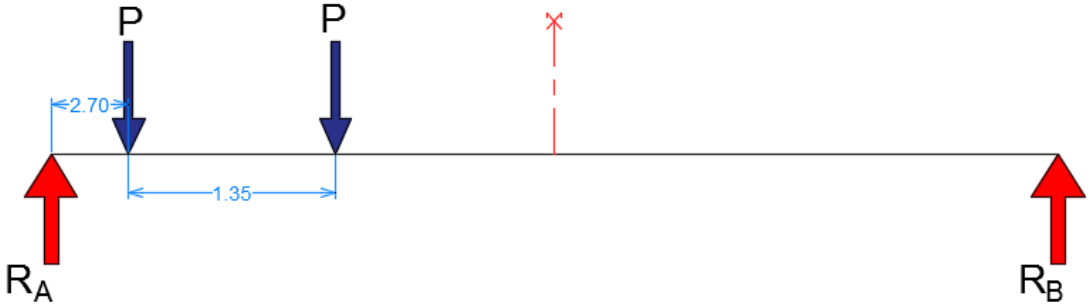


Figure VI. 6. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bt.

Calcule de l'effort tranchant à x = 2,7 :

On a : $\Sigma M_{/A} = 0$ ……. (1)

$RA + RB = 2P$ ……. (2)

D'ou : $35 \times R_B = P \times 1,35$

De (1) et (2) : $R_B = 0,19$ P (unité de P)

$R_A = 1,81$ P (unité de P)

$T_{x=2,7} = R_A = 1,81$ P (unité de P)

$T_{max} = T_{x=2,7} \times bt \times \delta bt$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bt.

Nombre de voies chargées	P (KN)	$T_{x=2,7}$ (KN)	bc	δbc	T_{maj} (KN)
1	160	289,14	1,2	1,055	366,01
2 - 3	320	578,29	1,2	1,061	736,16

VI.2.4 Effort tranchant dû à la surcharge Mc120 :

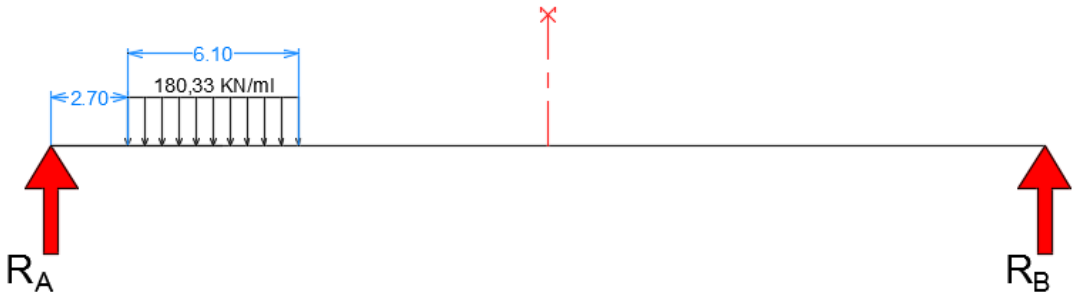


Figure VI. 7. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Mc120.

On a :

$RA + R_B = 1100$;

$\Sigma M_{/A} = 0$ $\quad 35 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 5,75$

Donc :

$RA = 919,28$ KN et $R_B = 180,72$ KN

$T_{x=2,7} = R_A = 919,28$ KN

$T_{maj} = T_{x=2,7} \times \delta Mc120 = 919,28 \times 1.066$

$T_{maj} = 979,87$ KN.

VI.2.5 Effort tranchant dû à la surcharge D240 :

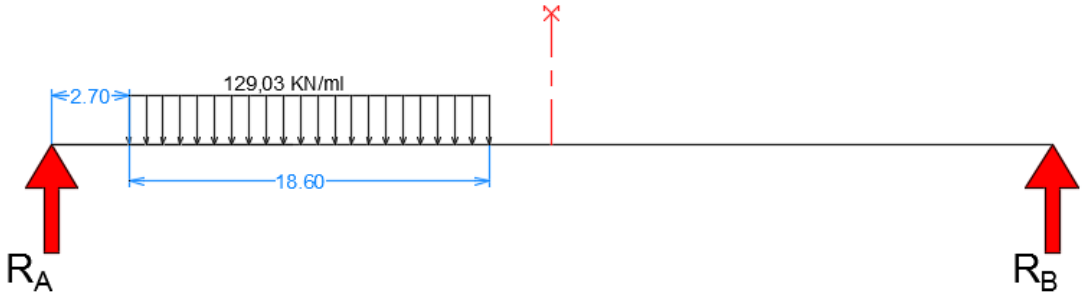


Figure VI. 8. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge D240.

On a :

$RA + R_B = 2400;$

$\Sigma M_{/A} = 0$

$35 \times R_B = 18.6 \times 129{,}03 \times 12$

Donc : $RA = 1577{,}16$ KN et $R_B = 822{,}84$ KN

$T_{x=2,7} = R_A = 1577{,}16$ KN.

CHAPITRE VII :

LA REPARTITION TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION :

La répartition transversale des efforts est basée sur la méthode de GUYON-MASSONNET ou la méthode des coefficients de répartition, cette méthode repose sur la théorie des plaques orthotropes.

Elle permet de transformer la structure réelle composée d'une dalle et un réseau de poutres à une dalle orthotrope (dalle d'épaisseur constante), cette dalle présente la même rigidité que le système initial. Ensuite on déterminera le coefficient de repartions transversal Kα dépend essentiellement du paramètre de torsion α, et de coefficient d'entretoisement θ.

Pour chaque effort on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges (allant de -b jusqu'à b avec un pas de b/4), et on retient la poutre la plus sollicitée.

VII.2. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CALCUL :

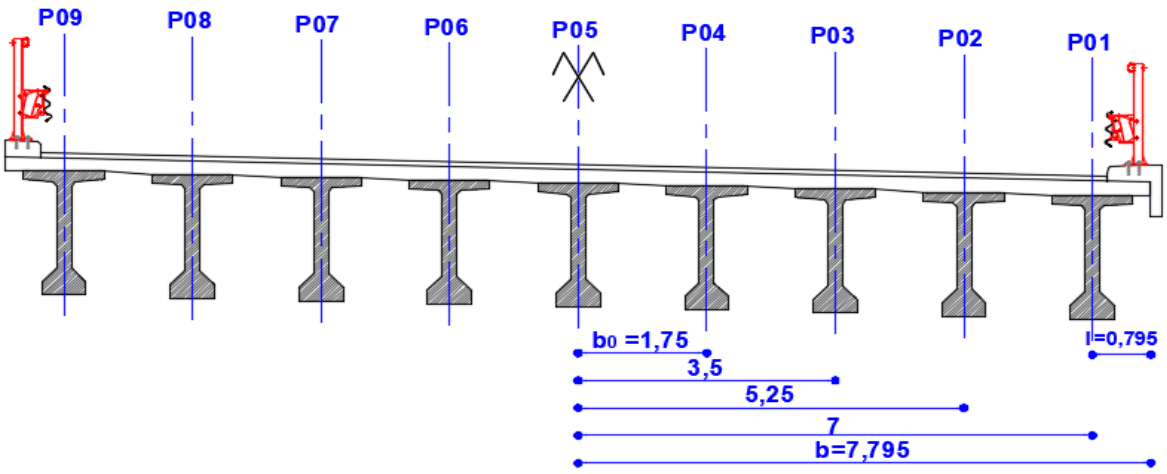


Figure VII. 1. Répartition et notation des poutres

Tous les coefficients sur lesquels sera baser cette méthode dépondent de deux paramètres essentiels :

- Paramètre d'entretoisement (θ) caractérise la souplesse de l'entretoisement donné par la formule suivante : $\theta = \frac{b}{L}.\sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$
- Paramètre de torsion (α) donné par la formule suivante : $\alpha = \frac{\gamma p+\gamma E}{2.\sqrt{\rho p.\rho E}}$

Tel que :

- ✓ **b** : la demi-largeur active de la dalle.
- ✓ **L** : la portée de la travée.
- ✓ ρ_p : la rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- ✓ ρ_E : la rigidité flexionnelle de l'entretoise (ou dalle) par unité de longueur.
- ✓ γ_p :la rigidité torsionnelle de la poutre.
- ✓ γ_E :la rigidité torsionnelle de l'entretoise (ou dalle).

VII.2.1. La demi-largeur active :

$b = \frac{1}{2}(N-1) \times b_0 + l_0$

avec :

- ✓ b : demi-largeur active.
- ✓ N :nombre des poutres = 9 poutres.
- ✓ b_0 : entraxe des poutres = 1.75 m.
- ✓ l_0 : largeur de rive = 0.795 m.

$b = \frac{1}{2}(9-1) \times 1.75 + 0.795$; donc on a **b = 7.795 m**.

VII.2.2. Calcul des paramètres θ et α :

VII.2.2.1. Coefficient d'entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

- **La rigidité flexionnelle de la poutre :**

$\rho_P = \frac{E \times Ip}{b0} = \frac{25121436{,}89 \times E}{175}$; avec **Ip** est le moment d'inertie de la poutre calculé auparavant (**chapitre IV** caractéristiques géométriques) **Ip = 25121436,89 cm⁴**.

ρ_P = 143 551,0679 × E cm³.

- **La rigidité flexionnelle de la dalle :**

$\rho_E = \frac{E \times Id}{l_0}$ (l_0 = 1m linéaire de la dalle).

$Id = \frac{l.h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = \mathbf{66\,666{,}667\ cm^4}$

$\rho_E = \frac{E \times 66\,666{,}667}{100}$

ρ_E = 666,667× E cm³.

Donc on a :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} = \frac{7.795}{36} \cdot \sqrt[4]{\frac{143\,551.0679 \times E}{666.667 \times E}}$$

On déduit :

$$\boldsymbol{\theta = 0.83^\circ}$$

VII.2.2.2. Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2.\sqrt{\rho p.\rho E}}$$

- **La rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

$$\gamma p = \frac{Cp}{b0} \text{ avec } Cp = \frac{G}{3}\left[\frac{b0 \times h^3}{2} + \sum(bi \times hi^3)\right]$$

- ✓ C_p : rigidité torsionnelle de la poutre.
- ✓ b_0 : distance entre axe entre les poutres b_0=1.75 m.
- ✓ G : module de déformation du béton ($G = \frac{E}{2.(1+\nu)} = \frac{E}{2.4}$).
- ✓ h : épaisseur de la dalle.
- ✓ h_i : la plus petite coté.
- ✓ b_i : la plus grande coté.

Avant le calcul, on détermine d'abord la section équivalente :

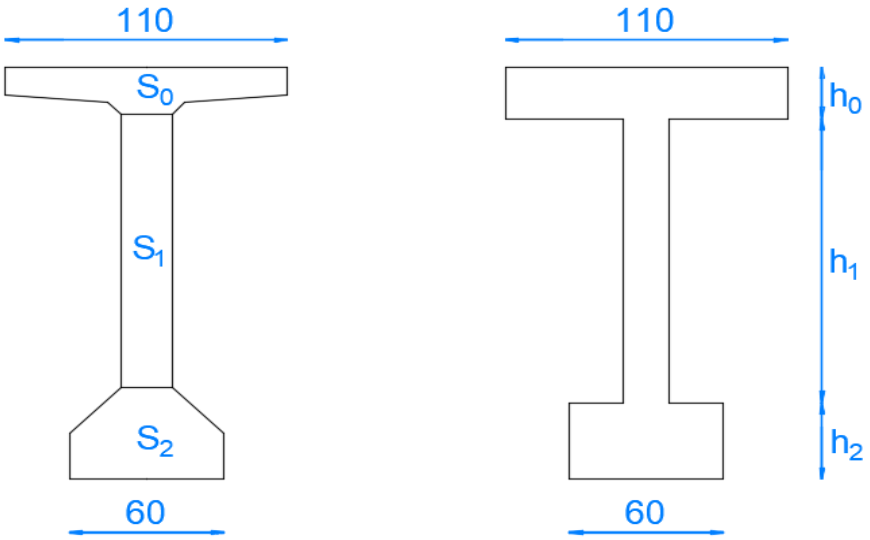


Figure VII. 2. Section équivalente de la poutre.

- ➢ $h_0 \times 110 = S_0 \longrightarrow h_0 = 0.15164\ m$
- ➢ $h_2 \times 60 = S_2 \longrightarrow h_2 = 0.33333\ m$
- ➢ $e_a \times h_1 = S_1\ ; h_1 = 180 - h_0 - h_2 \longrightarrow e_a = 0.18182\ m$

$$Cp = \frac{E}{3\times 2.4}\left[\frac{175\times 20^3}{2} + 60 \times 33.333^3 + 135.03 \times 18.182^3 + 110 \times 15.164^3\right]$$

$$\mathbf{Cp = 5.719 \times 10^5 \times E}$$

$$\gamma p = \frac{5.719\times 10^5 \times E}{175} \longrightarrow \mathbf{\gamma p = 3267.73 \times E}$$

- **La rigidité torsionnelle de l'entretoise γ_E :**

$\boldsymbol{\gamma E = \frac{CE}{l_0}}$ Avec (CE = $\mathbf{2G \times Id}$ et $\boldsymbol{Id = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,667 cm^4}$).

CE = $\boldsymbol{\frac{2E}{2.4} \times 66666.667}$

CE = $\mathbf{5.556 \times 10^4 \times E.}$

Et donc : $\boldsymbol{\gamma E = \frac{5.556 \times 10^4 \times E}{100}} \longrightarrow \boldsymbol{\gamma E = 555.6 \times E.}$

$$\alpha = \frac{(3267.73 + 555.6) \times E}{2.\sqrt{143\,551{,}0679 \times 666{,}667 \times E^2}}$$

$$\boldsymbol{\alpha = 0.195.}$$

VII.2.3. La position active des poutres :

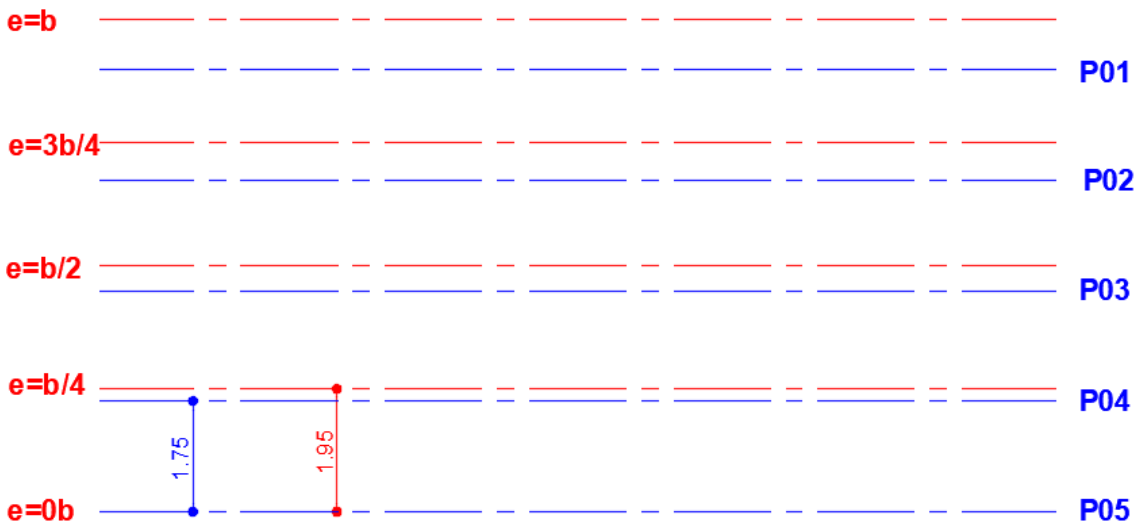


Figure VII. 3. Les positions actives des poutres.

$Pi = (5 - i) \times \frac{1.75}{7.795} \times b$.

Donc :

$P_5 = (5-5) \times \frac{1.75}{7.795} \times b = 0.b$; $P_4 = (5-4) \times \frac{1.75}{7.795} \times b = 0.225.b$

$P_3 = (5-3) \times \frac{1.75}{7.795} \times b = 0.449.b$; $P_2 = (5-2) \times \frac{1.75}{7.795} \times b = 0.674.b$

$$P_1 = (5-1) \times \frac{1.75}{7.795} \times b = 0.898.b$$

VII.3. LA RÉPARTITION DU MOMENT FLÉCHISSANT :

TOUT CALCUL EST PRESENTE EN DETAIL DANS L'ANNEXE D.

VII.3.1. Coefficient de répartition transversale :

Il dépond de :

- Paramètre d'entretoisement (Θ).
- Paramètre de torsion (α).
- Ordonnée relative (Y) de la section là où on veut étudier le moment.

Les valeurs de K pour α = 0, α = 1 et $0 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de GUYON MASSONET, pour un calcul rigoureux de Kα et pour une valeur intermédiaire de **θ** il y'a lieu d'interpoler pour obtenir les valeurs de K0 et K1.

Enfin, on utilise l'une des formules suivantes pour calculer Kα :

Si $0 \leq \theta \leq 0.1$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0).\alpha^{0.05}$

Si $\mathbf{0.1 \leq \theta \leq 1}$ $\mathbf{K\alpha = K0 + (K1 - K0).\alpha^{\beta}}$; **avec** $\boldsymbol{\beta = 1 - e^{\frac{0.065-\theta}{0.665}}}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0).\alpha^{0.5}$

K0 et K1 : valeur de K correspondante à α = 0 et à α = 1 respectivement.

VII.3.2. Lignes d'influences :

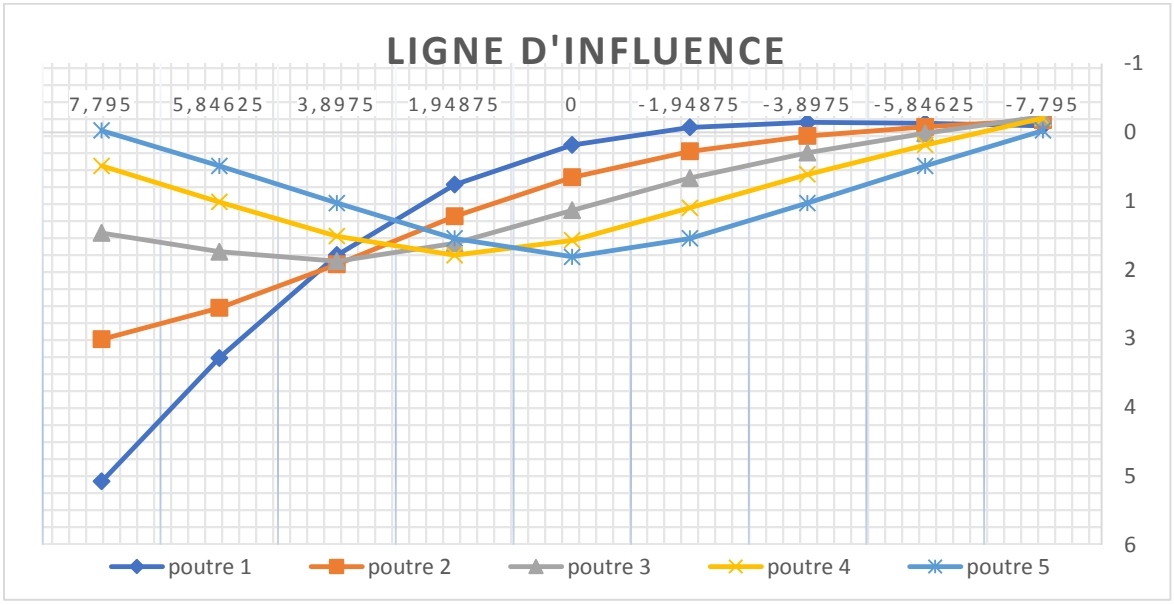


Figure VII. 4. Les ligne d'influences de Kα.

VII.3.3. Coefficient de répartition transversale moyen (Kα.moy) :

On doit calculer le Kα.moy pour chaque surcharge qui dépond du type de cette dernière (répartie ou concentrée), et la disposition des surcharges définie dans le FACICULE 61 titre II, cette disposition concerne la section la plus dangereuse.

VII.3.3.1 Les charges réparties :

Le calcul se fait avec la formule suivante :

$$K\alpha.\,moy = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{Largeur chargée}}$$

Comme il est indiqué, on doit calculer la surface de la ligne d'influence surchargée, et pour cela on a utilisé AUTOCAD.

- **Exemple de calcul :**

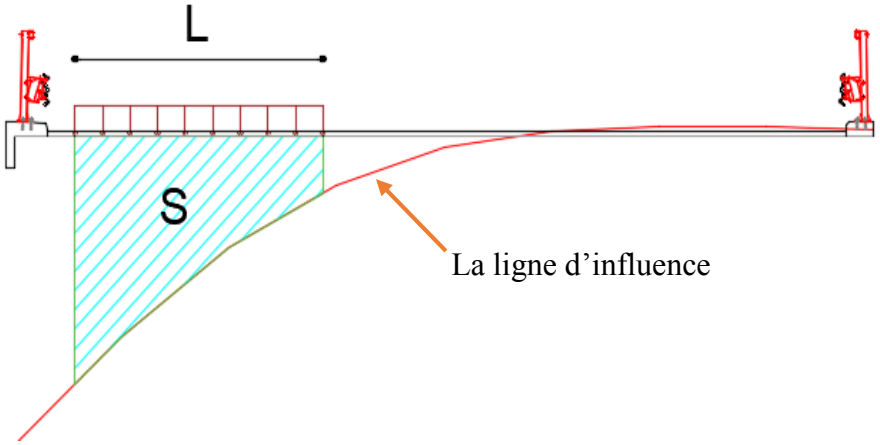


Figure VII. 5. Exemple de calcul des surfaces des ligne d'influence surchargées.

VII.3.3.2 Les charges concentrées :

$$K\alpha.moy = \frac{\sum Pi \times K\alpha i}{\sum Pi} = \frac{\sum K\alpha i}{N}$$

Avec : N est le nombre des points de chargement.

VII.3.4. Les moments fléchissant réels :

Pour obtenir le moment réel appliqué sur les poutres, il faut multiplier le moment dû à chaque surcharge par le coefficient de répartition transversale (Kα.moy).

- **Exemple de calcul :**

Pour le moment réel dû à la surcharge $A(l)_{\text{une voie}}$ agissant sur la poutre 1 :

$$M_{max/poutre} \times k_{\alpha moy\ poutre\ 1} = 583{,}57 \times 2{,}267849 = 1323{,}83655\ KN.m.$$

Pour avoir le résultat final il suffit donc de combiner entre les actions avec les combinaisons prise en compte (mentionnées dans les chapitre 05).

VII.4. LA RÉPARTITION D'EFFORT TRANCHANT :

VII.4.1. Coefficient de répartition transversale :

Comme pour le coefficient Kα, le calcul de ε'$_\alpha$ passe par des interpolations à partir des tableaux de Guyon Massonnet en premier lieu, puis on utilise l'une des formules suivantes :

Si $|y| + |e| \leq 3b/4$ $\quad \mathcal{E}'\alpha = \mathcal{E}'0 + (\mathcal{E}'1 - \mathcal{E}'0) \times \alpha$

Si $|y| + |e| > 3b/4$ $\quad \mathcal{E}'\alpha = \mathcal{E}'0 + (\mathcal{E}'1 - \mathcal{E}'0) \times \sqrt{\alpha}$

$\mathcal{E}'0$ et $\mathcal{E}'1$: valeur de $\mathcal{E}'$ correspondante à $\alpha = 0$ et à $\alpha = 1$ respectivement.

VII.4.2. Lignes d'influences :

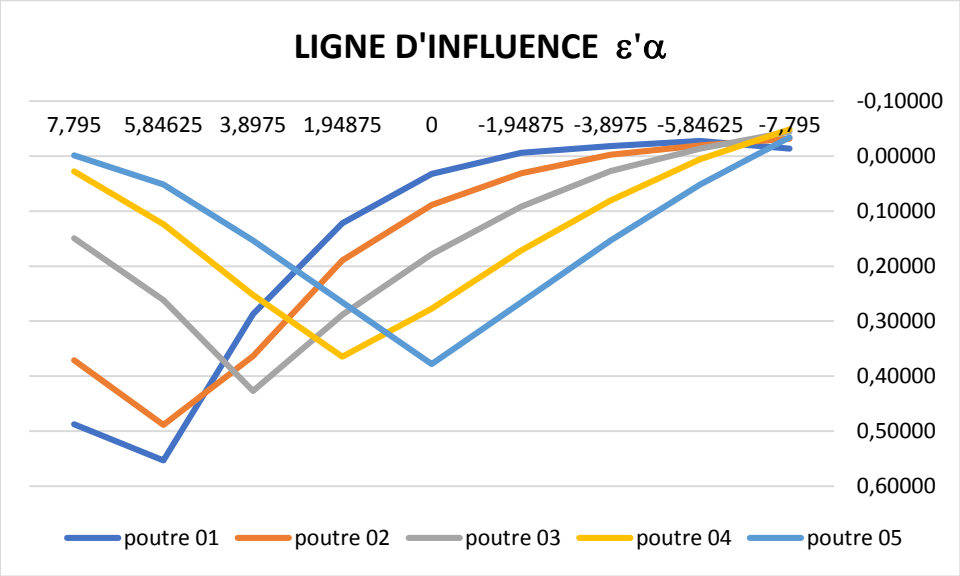


Figure VII. 6. Les ligne d'influences de $\mathcal{E}'\alpha$.

VII.4.3. Coefficient de répartition transversale moyen ($\mathcal{E}'\alpha$.moy) :

C'est exactement les mêmes étapes suivies pour calculer Kα.moy (expliquées en VII.3.3)

VII.4.4. LES EFFOTS TRANCHANTS RÉELS :

C'est le même principe que le calcul du moment réel, néanmoins les pondérations changent par rapport à celle qu'on a pris pour le calcul précédent.

- **Exemple de calcul :**

Pour le moment réel dû à la surcharge $A(l)_{\text{une voie}}$ agissant sur la poutre 1 :

$$T_0 \times \mathcal{E}'_\alpha = 600{,}25 \times 0{,}3759333 = 225{,}65398\ KN.$$

Comme pour les calculs précédents, il est impératif de combiner les actions.

VII.5. DÉTERMINATION DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE :

Ici on présente que le résultat maximum, que ce soit pour le moment fléchissent ou pour l'effort tranchant, le calcul détaillé ce trouve dans l'annexe D.

D'après les résultats de calcul on constate que la poutre la plus sollicité est la **poutre 3** sous la combinaison de charge :

- Pour le moment fléchissant :
  - ELU : 1.35G + 1.35D240 (M = **9987,182** KN.m).
  - ELS : G + D240 (M = **7397,913** KN.m).

- Pour l'effort tranchant :
  - ELU : 1.35G + 1.35D240 (M = **1311,12** KN.m).
  - ELS : G + D240 (M = **971,20** KN.m).

VII.6. MODÉLISATION DU TABLIER :

Pour la modélisation du tablier on utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis qui permet de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer des calculs sur des modèles complexe, grâce à un maillage qui nous permet d'avoir des résultats plus précis.

Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 20 cm qui repose sur neuf (9) poutres, l'ensemble repose sur des appuis.

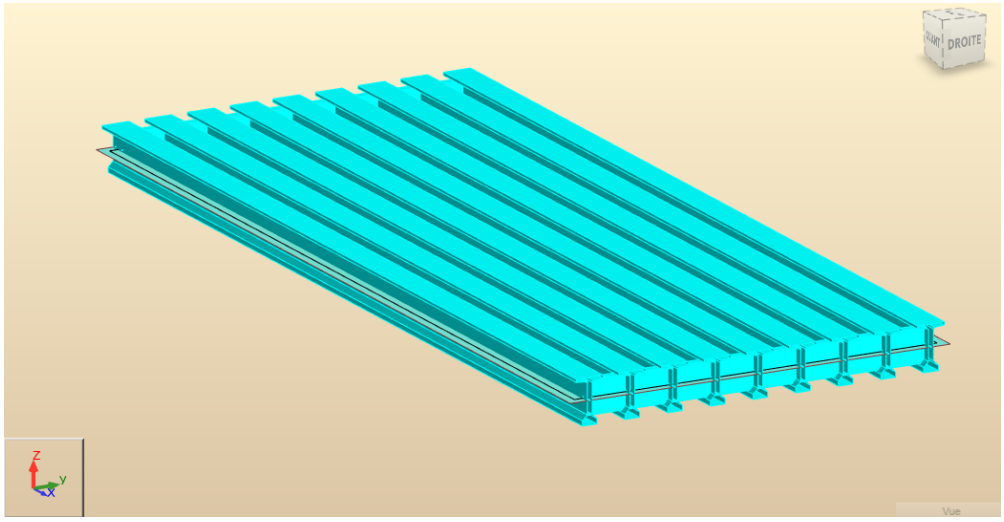


Figure VII. 7. Modèle ROBOT du tablier.

Après avoir défini le tablier on passe à l'affectation des charges précédemment définie (Chapitre V), et la définition des combinaisons, afin de lancer le calcul qui va nous permettre de déterminer la poutre la plus sollicité.

Plus de détail sur l'affectation des charges voire l'annexe D.

VII.6.1 Résultats des moments :

On s'intéresse ici aux résultats maximum.

États limites ultimes :

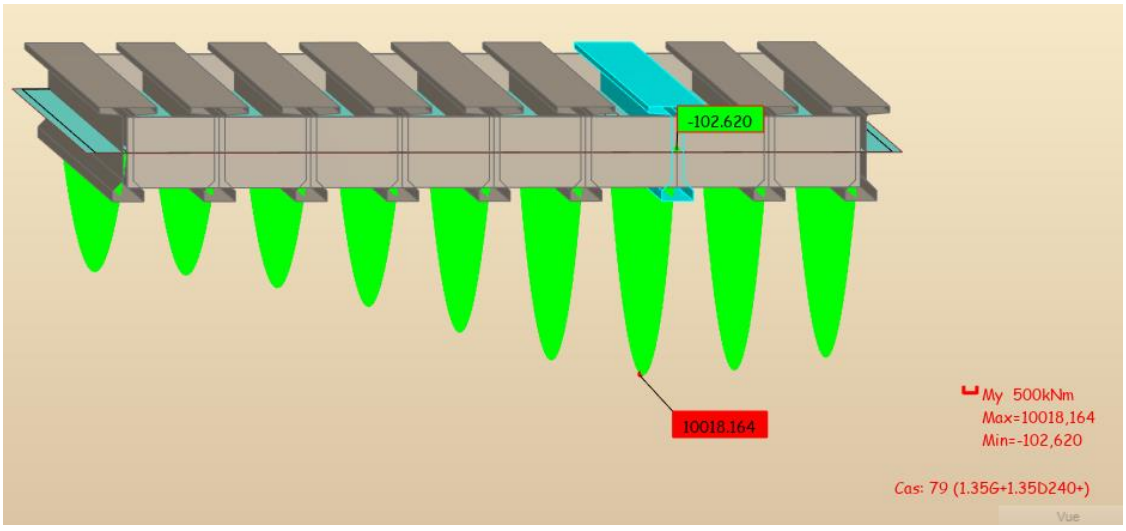


Figure VII. 8. Résultat numérique du moment max à l'ELU.

États limites de service :

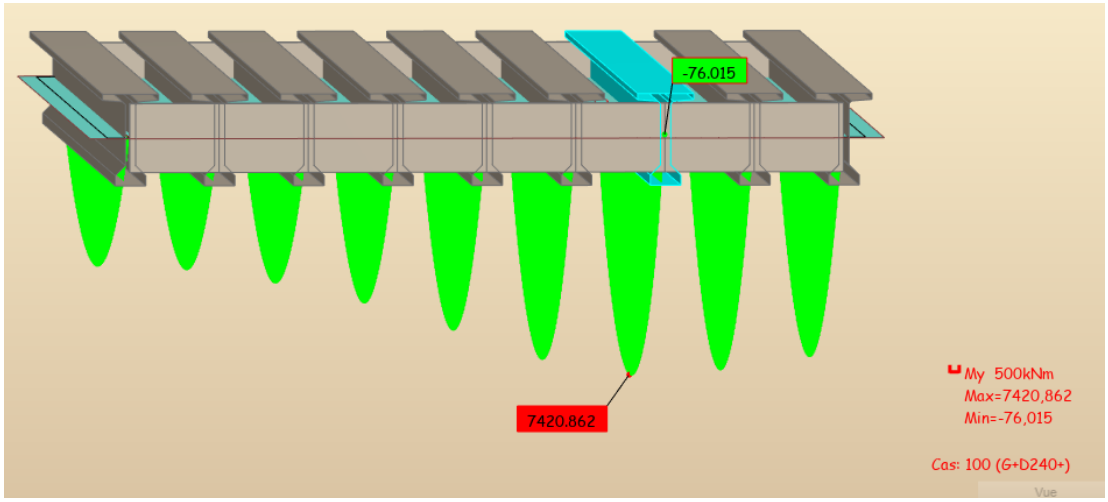


Figure VII. 9. Résultat numérique du moment max à l'ELS.

Comparaison des résultats manuels et numériques :

✓ **ELU** $\frac{M(CN)-M(GM)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{10018,164-9987,182}{\frac{10086,166+10018,164}{2}} = \mathbf{0,31}\ \%$

✓ **ELS** $\frac{M(CN)-M(GM)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{7420,862-7397,913}{\frac{7471,234+7420,862}{2}} = \mathbf{0,31}\ \%$

M (GM) : Moment fléchissant calculer avec la méthode GUYON-MASSONNET.
M (CN) : Moment fléchissant calculer avec la méthode numérique.

Conclusion :

Après analyse des résultats obtenues par le calcul analytique et numérique on constate que la différence entre les deux méthodes est pratiquement négligeable (de l'ordre de 0.5 %).
Donc le calcule analytique est fiable.

VII.6.2. Résultats des efforts tranchants :

États limites ultimes :

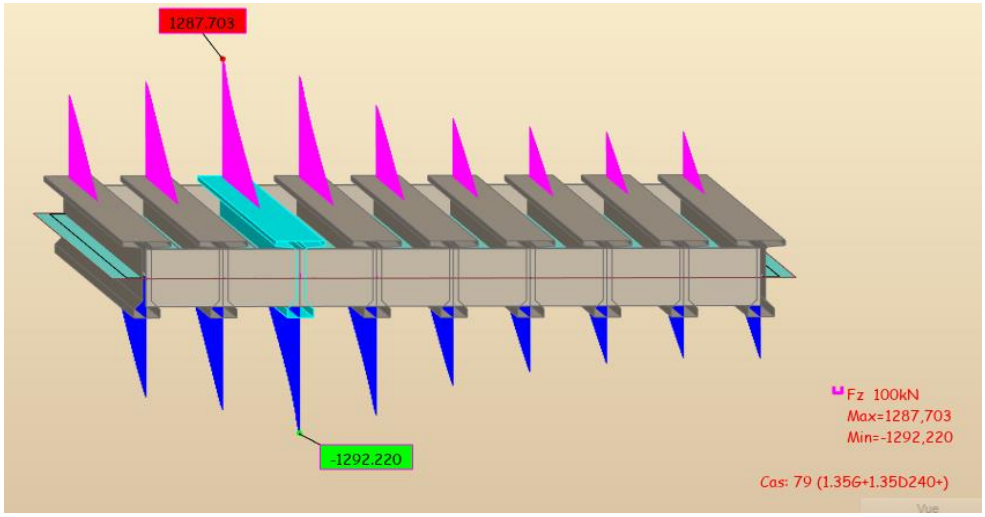


Figure VII. 10. Résultat numérique de l'effort tranchant max à l'ELU.

États limites de services :

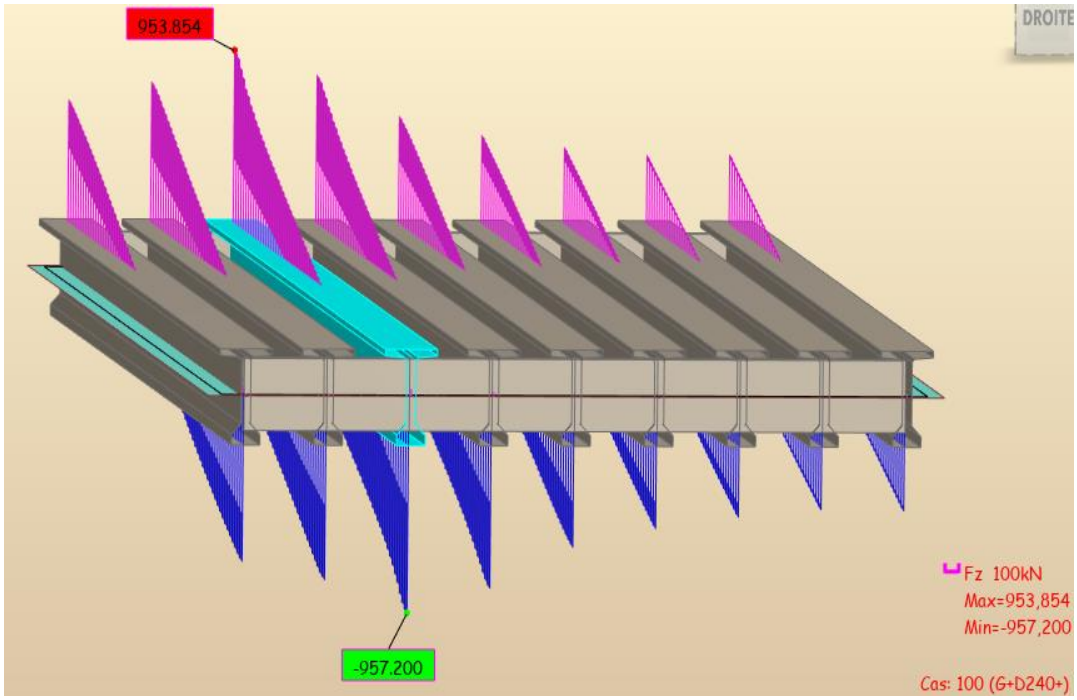


Figure VII. 11. Résultat numérique de l'effort tranchant max à l'ELS.

Comparaison des résultats manuels et numériques :

✓ **ELS** $\dfrac{T(GM)-T(CN)}{\frac{T(GM)+T(CN)}{2}} = \dfrac{971{,}20-957{,}20}{\frac{971{,}20+957{,}20}{2}} = \mathbf{1{,}45}\ \%$

✓ **ELU** $\dfrac{T(GM)-T(CN)}{\frac{T(GM)+T(CN)}{2}} = \dfrac{1311{,}12-1292{,}22}{\frac{1311{,}12+1292{,}22}{2}} = \mathbf{1{,}45}\ \%$

T (GM) : Effort tranchant calculer avec la méthode GUYON-MASSONNET.
T (CN) : Effort tranchant calculer avec la méthode numérique.

Conclusion :

Après analyse des résultats obtenues par le calcul analytique et numérique on constate que la différence entre les deux méthodes est admissible (de l'ordre de 2 %).

Donc on peut dire que le calcule analytique est fiable.

CHAPITRE VIII :

PROCEDURE DE FABRICATION DES POUTRES

VIII.1. INTRODUCTION :

Séduit par le matériau béton, Eugène Freyssinet a le sentiment que le béton armé ne permet pas de tirer le meilleur parti des deux éléments qui le composent, que le mariage du béton et de l'acier peut être beaucoup plus fécond.

Une longue réflexion le conduit à approfondir une idée simple : il faut préparer le béton à faire face sans dommages à son avenir.

Son avenir est d'être soumis à des charges et donc à des tractions dangereuses pour son intégrité (fissures, puis rupture).

Préparer le béton c'est le comprimer suffisamment pour qu'en tous points les compressions soient supérieures aux tractions qui se développeront ultérieurement.

La compression préalable du béton est la « précontrainte ». Le vocable a été utilisé pour la première fois par Eugène Freyssinet en 1933. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

Plusieurs modes de mise en compression du béton peuvent être envisagés. La précontrainte des poutres est généralement assurée par des câbles d'acier fortement tendus qui transmettent au béton leur tension par des dispositifs appropriés.

La mise en tension des câbles peut intervenir après le bétonnage de la poutre ''post–tension'' ou avant ''prétension'', on s'intéresse donc à cette dernière.

VIII.2. LES POUTRES PRECONTRAINTES PAR PRÉTENSION :

Dans ce cas, des fils d'acier sont tendus entre deux bancs. Ils traversent un coffrage où du béton frais est coulé et fait sa prise. Après durcissement, les fils sont coupés. À ce moment les aciers transfèrent une partie de leur tension sous forme de compression du béton : la compression du béton équilibre la tension dans les aciers. Le contact fil/béton existe tout le long du fil. Le tracé des fils est le plus souvent rectiligne.

La prétension est mise en œuvre dans des ateliers spécialisés équipés de bancs de mise en tension. Elle s'applique à la préfabrication de luminaires d'éclairage, de hourdis pour plancher et de courtes poutres de pont.

La préfabrication des poutres a pour limite celle de leur longueur. On ne pouvait guère songer dépasser 40 ou 50 mètres, même si en juxtaposant de courtes portées, on pouvait atteindre des longueurs plus grandes. Palmer et Baker, associés à l'entreprise Fougerolle, construisent ainsi le pont le plus long du monde, sous licence Stup, sur le lac Pontchartrain au Nord de la Nouvelle-Orléans : 38 km de longueur en 2 232 travées de 17 mètres de longueur à la vitesse de 100 m de pont par jour15. Avec le viaduc d'accès du pont de Tancarville, les ponts préfabriqués ont 50 m de longueur.

VIII.3. PROCEDURE DE PREFABRICATION :

La procédure de préfabrication des poutres en prétension passe par douze (12) étapes principales :

VIII.3.1. Préparation du chantier :

Avant tout il faut préparer le chantier de fabrication des poutres qui contient un nombre de particularité qu'on doit respecter :

- Préparation des semelles d'encrage :

C'est les semelle dans lesquelles il sera encré le tirant de mise en tension.



Figure VIII. 1. Ferraillage des semelles d'encrage.

- Mise en place des butant :

C'est les appuis qui vont reprendre les efforts de la mise en tension avant la mise en précontrainte, ils sont encastrés dans les sol sur une longueur définie pour éviter le flambement.



Figure VIII. 2. Les butants.

– Préparation de l'air de stockage :

C'est l'espace ou les poutres serons stockées avant le transport et la mise en place.



Figure VIII. 3. Air de stockage des poutres.

– Préparation des rails des portiques :

Ce sont les éléments porteur des poutres.



Figure VIII. 4. Les portique.

VIII.3.2. Préparation du banc :

Les moyens matériels dont on aura besoin sont :

- Cales d'enrobage.
- Pulvérisateurs.
- Huile de démoulage.
- Balais.
- Raclette éponge.
- Portique, étais.
- Cales.
- Barre à mine.

Description du mode opératoire

- Balayage du fond de moule.
- Raclage des dépôts de béton avec marteau et racloir.
- Nettoyage soigneux des joints de moule.
- Huilage du moule avec le pulvérisateur d'huile.
- Passage de la raclette éponge pour enlever le surplus d'huile en fond de moule.
- Mise en place des cales d'enrobage horizontales et verticales sur la cage d'armature.
- Mise en place du ferraillage avec les portiques.
- Mise en place des plaques d'about (désactivant sur plaque réglable ou métal déployé sur plaque prototype).
- Traitement de l'étanchéité de la plaque.



Figure VIII. 5. Préparation du fond de mol.

VIII.3.3. Ferraillage des poutres :



Figure VIII. 6. Ferraillage des poutres.

VIII.3.4. Câblage :

Les moyens matériels :

- Bobine de toron et son dévidoir, meuleuse, cales d'enrobage
- Pousseur de toron

Note : Cette opération s'effectue préférentiellement en zone de ferraillage mais elle peut être réalisée sur le banc.

Description :

- Mise en place du pousseur de torons dans l'axe du ferraillage de la poutre.
- Mise en place du dispositif anti-maillage dans un dévidoir en cas de difficulté de déroulement de la bobine.
- Mise en place du toron dans le pousseur.
- Installation de frettes en position verticale pour guider les torons en pré-câblage.
- Guidage du toron dans le ferraillage en suivant le schéma de câblage.
- L'opérateur commande la progression du toron avec la télécommande du pousseur.
- Arrêt lorsque le toron est en fin de banc.
- On coupe le toron à la longueur voulue à l'aide de la meuleuse et on ébavure.
- Mise en place des gaines lisses ligaturées aux plaques d'about en suivant les données du schéma de câblage ou les données du plan d'exécution.
- Noter le numéro de bobine utilisée sur l'étiquette plastique accompagnant la cage d'armature.
- Mettre en charge la télécommande du pousseur en fin de poste.

VIII.3.5. Mise en tension :

Les moyens matériels :

- Vérins de tension.
- Groupe hydraulique.
- Coquilles.
- Vérins mono-fils.

Description :

- Mettre en place les prolongateurs et vérifier leur changement.
- Lier les prolongateurs et les torons à l'aide de coupleurs.
- Mettre en place les ancrages aux extrémités du banc et bien enfoncer les clavettes.
- Effectuer la prétension du banc en question.
- Mettre en pression les 2 vérins simultanément : la partie mobile recule jusqu'à un repère qui est sur la partie fixe du banc.
- Mettre en place des coquilles autour des 2 vérins.
- Relâcher progressivement et simultanément les vérins jusqu'à ce que le corps des vérins vienne en butée sur les coquilles.
- Mettre en tension sous tolérance de -5 % + 1 %.
- Vérifier la mise en tension par mesure d'allongement.

VIII.3.6. Mesure de force :

L'allongement se mesure en « mm » soit par déplacement d'un index fixé sur au moins 01 toron soit par mesure de sortie de piston. Lorsque l'allongement à obtenir est supérieur à la course utile du vérin et qu'une reprise de tension est nécessaire, on donnera la préférence à la mesure sur index fixé à un toron.

La mesure d'allongement se fait à partir d'un point « 0 » qui correspond à la position de l'index après rattrapage du mou du toron.

Une cabrette est tendue transversalement au niveau de l'extrémité des butons. Elle est la référence de mesure du déplacement de l'index.

Notation Pression / Allongement :

- Po : Pression finale théorique
- Ao : Allongement final théorique

Veuillez à ce que :

- Po ne doit pas être dépassé
- 1,10 Ao ne doit pas être dépassé

La mise en tension est conforme si à Po, l'allongement mesuré est compris entre 0.95 et 1.07 Ao.

Théoriquement : $Ao = (L * F) / (E * S)$

Avec : Ao (mm) : allongement théorique total.

L (m) : longueur totale du câble ; F (KN) : force théorique appliquée sur le câble.

S (mm^2) : surface du câble ; E (KN/mm^2) : module d'élasticité du câble.

VIII.3.7. Mise en œuvre du béton :

Les moyens matériels :

- Portiques ou grues.
- Bennes de distribution.
- Camions toupie (malaxeur).

Description du mode opératoire

- La veille de l'opération, le Contrôleur de production vérifie la disponibilité de la centrale et des toupies pour l'opération du lendemain.
- Huilage des bennes (benne bus, benne de transfert et bennes pont).
- Le contremaître demande son approvisionnement de béton au chef de centrale après autorisation du contrôleur avant coulage.
- Remplissage de la toupie à la centrale.
- Acheminement routier de la toupie jusqu'au poste de vidange.
- Le chauffeur du la toupie doit présenter à l'arrivé sur le chantier, le bon de livraison/pesée du béton avant le démarrage du coulage.
- Vidange du béton dans la benne de bétonnage par l'opérateur du banc.
- Accrochage de la benne avec le portique qui achemine celle-ci au-dessus du coffrage.

- Ouverture progressive de la benne par une manette que dirige un opérateur (généralement le chef de banc). Celui-ci commande l'avancement du portique.
- Avancement progressif du portique.
- Une fois la benne vide, elle est ramenée à la toupie en attente.
- En fin de coulage, nettoyage des bennes et du camion au nettoyeur haute pression.
- La mise en œuvre du béton se fait soit par des vibreurs externes (fixation sur la partie externe du coffrage) soit par aiguilles vibrantes (dans ce cas la vibration s'effectue par couche de 50 cm tous les 20 cm).

VIII.3.8. Thermo-maturation :

Les moyens matériels :

- Chaudière à vapeur.
- Bâches isothermes.
- Thermocouples.
- Enregistreur de température.
- Enceinte asservir.

Description du Mode Opératoire :

- Lancement du préchauffage du coffrage.
- Mise en marche de l'enregistreur de température.
- Installation de la sonde dans la poutre. La sonde est reliée à l'enregistreur de température. Ce dernier est connecté au système d'asservissement de l'enceinte des éprouvettes.
- Bétonnage de la poutre.
- Lancement du programme de traitement thermique.
- Bâchage isotherme des bancs.

Vérification

- ✓ Vérifier que les sondes soient bien mises.
- ✓ Vérifier la mise en marche de l'enregistreur de température.
- ✓ Vérifier la mise en marche du programme de régulation.
- ✓ Enregistrement de la courbe d'étuvage.

Il existe deux type de procédure de thermo-maturation :

1er type

Le traitement thermique des produits est assuré par deux phases : une phase de préchauffage du moule à 40° et une seconde phase : le cycle thermique. Ces phases sont réalisées par apport de calories thermiques fourni par circulation de vapeur détendue. La vapeur détendue est véhiculée par l'intermédiaire de conduits incorporés en fond de moule et sur les joues de coffrage. Le produit est alors couvert par une bâche isotherme, permettant en outre une meilleure répartition des températures dans l'élément.

2eme type

La méthode est identique sauf pour Ti = 40°C et l'utilisation d 'un accélérateur de durcissement.



Figure VIII. 7. Matériel d'étuvage.

VIII.3.9. Préparation du banc au démoulage :

Les moyens matériels :

- Portiques ou grues.
- Mètre.
- Barre à mine.

Description du mode opératoire :

- Débâchage à l'aide du pont roulant et de l'enrouleur de bâche.
- Sortie des brides.
- Desserrage des étais ou ouverture avec systèmes de clavage à la visseuse pneumatique.
- Ouverture des joues avec le pont et les barres à mine ou par le système hydraulique.
- Mise en précontrainte de la poutre.
- Mesure de la contre-flèche : au milieu de la poutre avec les cales prévues à cet effet.

VIII.3.10. Mise en précontrainte :

Les moyens matériels :

- Pompe hydraulique et vérins
- Disqueuse ou à l'arc pour des distances > à 50 cm de l'about.

Description du mode opératoire :

- Relâcher progressivement et vérifier visuellement les vérins.
- Recéper les torons à la longueur prévue.

VIII.3.11. Manutention en stockage des produits :

Les moyens matériels :

- Portiques de manutention.
- Camion spécifique adapté aux transports des poutres (Trinqueballe).

Description du mode opératoire :

a) Manutention :

- Les poutres sont systématiquement manutentionnées à l'aide de portiques ou grues.
- Chaque portique est équipé de deux élingues ou chaînes ayant une capacité totale correspondant à celle du pont.
- Chaque ensemble d'élingues est équipé d'un crochet sur lequel la personne positionne une "main de levage".
- Cette main est ensuite insérée sur l'ancre de levage, servant de moyen d'accrochage et de levage de la poutre. Les mains de levage correspondent au poids indiqué sur les ancres de levage de la poutre.
- Les portiques sont conduits simultanément par deux opérateurs autorisés afin d'éviter tout incident sur le produit. La première personne dirige ensemble lors de la conduite.
- Les éléments sont déposés sur des traverses de niveau dans une première aire de stockage située dans le prolongement de l'atelier de production pour inspection et finition.
- Pour un transfert par portiques ou grues, la poutre est accrochée par les opérateurs habilités aux portiques ou grues et transportée sur l'aire de stockage.
- Pour un chargement sur camion, les poutres reprises de la même manière que précédemment, sont élinguées puis sont dirigées vers l'aire de stockage définitive. Sur l'aire, elles sont mises en place à l'aide de portiques.

b) Stockage :

- Les poutres sont stockées sur l'aire de stockage définitive.
- Elles doivent obligatoirement reposées sur des traverses de niveau qui seront au préalable recouvert de protection plastique. Ces protections évitent la détérioration des poutres.
- Les traverses sont positionnées entre l'aplomb des ancres de levage et l'about des poutres. Ce positionnement évite ainsi la déformation de la poutre.
- Toutes les poutres font l'objet d'une stabilisation en pied au droit des traverses de niveau.
- Un dispositif anti-déversement par croix est mis en place entre les poutres aux 2 extrémités de la poutre.



Figure VIII. 8. Stockage des poutres.

VIII.3.12. Transport du produit sur chantier :

Pratiquement on utilisera les mêmes moyens matériels que l'étape précédente.

a) Transport :

- Les poutres seront transportées pour montage ou pour stockage à l'aide d'une remorque équipée d'un système à double support (Trinqueballe). Quelques précautions pour les poutres précontraintes seront menées afin d'éliminer tout risque de dommage prévu lors de l'installation et le transport. À cet égard, la remorque sera renforcée par des supports profiles nécessaires et des cales en bois qui seront installés afin d'absorber les chocs.
- La vitesse du véhicule du transport des poutres est variable, elle ne doit pas dépasser une vitesse maximale de 30 Km/heure hors les zones urbaines, et entre 10 à 15 Km/heure à l'intérieure des zones urbaines. Ceci est afin de garantir la protection des poutres lors du transport vers le chantier.



Figure VIII. 9. Transport des poutres.

b) Montage des grues de lancement :

- Après vérification de la préparation des ouvrages d'art pour le montage et l'installation des poutres précontraintes.
- La vérification de la line finale de l'ensemble des grues de lancement des poutres sera réalisée et assurée avant le démarrage de la procédure de lancement.
- Les grues seront installées selon les dimensions des ouvrages d'art et les poutres à installer. Lors de l'installation, les poutres sont installées conformément aux plans en respectant les tolérances prescrites dans le CCTP.

c) Pose des poutres :

- Mette sur place le système Anti-cheminement et la vérification topographique.
- Installation des appareils d'appuis.
- Fixation des poutres sur les 2 grues.
- Levage, guidage et pose des poutres sur les appareils d'appuis, la pose sera réalisée d'un côté vers l'autre en commençant par la poutre d'extrémité.
- Fixation des poutres sur leurs positions conformément aux DEX-BPE.



Figure VIII. 10. Pose des poutres.

CHAPITRE IX :

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IX.1 INTRODUCTION :

Le béton est un matériau hétérogène qui présent une très bonne résistance à la compression, néanmoins, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est pour cette raison qu'on a introduit la précontrainte.

La précontrainte c'est, principalement, la mise en tension des câbles (torons, fils…) qui vont par réaction appliquer un effort de compression au béton, cela pour reprendre une partie ou la totalité des contraintes de traction.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

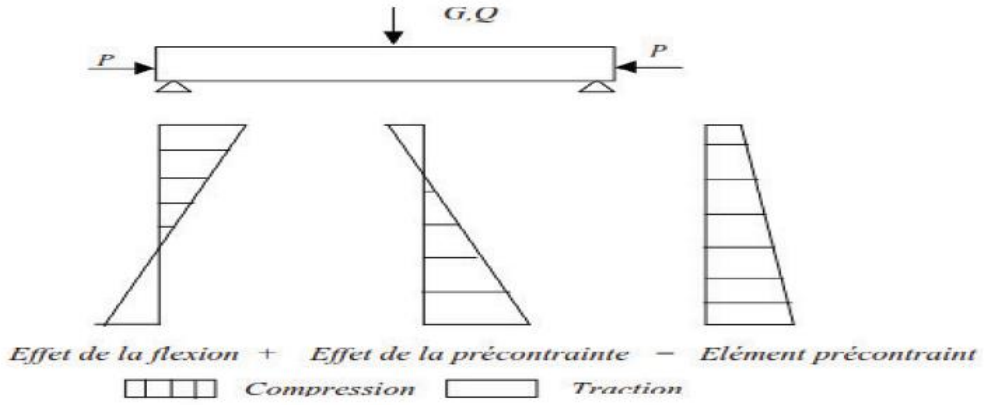


Figure IX. 1. Effet de la précontrainte.

IX.2 TYPE DE LA PRÉCONTRAINTE :

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- La précontrainte par posttension, mise en tension des aciers après durcissement du béton.
- La précontrainte par prétension, mise en tension des aciers avant durcissement du béton.

Elle peut être aussi :

- Une précontrainte partielle (permission des contraintes de traction qui seront limités fortement).
- Une précontrainte totale (élimination total des contrainte de traction).

Une autre différence concerne la position de la précontrainte par post-tension par rapport à la section en béton, de sort qu'on distingue :

- La précontrainte intérieure.
- La précontrainte extérieure.

IX.3 LA PRÉCONTRAINTE PAR PRÉ-TENSION :

Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

Elle permet la réalisation d'un étuvage qui va permettre de produire une (1) poutre par jour par moule.

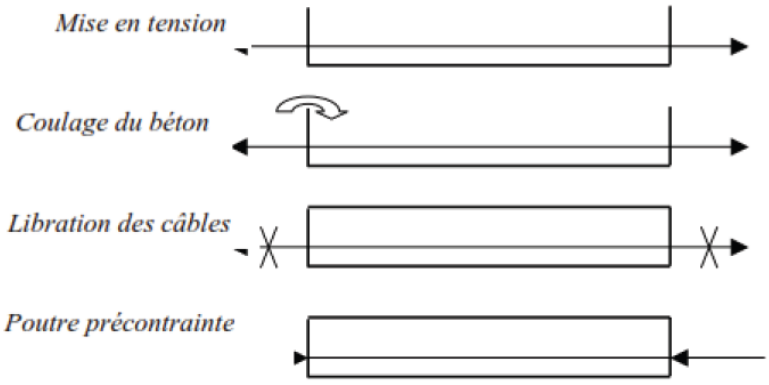


Figure IX. 2. Les étapes principales de la mise en précontrainte par prétension.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par prétension suit les cycles suivants :

- Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules.
- Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités.
- Mise en place des armatures passives.
- Mise en tension des armatures par des vérins.
- Mise en place du béton.
- Vibration du béton.
- Étuvage du béton.
- Décoffrage.
- Dé-tension des armatures actives et découpage des torons.

IX.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE :

IX.4.1 Caractéristiques géométrique de la section du béton:

Tableau IX. 1. Caractéristique géométriques de la poutre.

	poutre seule	poutre + dalle
B (m^2)	0,6059	0,9529
H (m)	1,8	2
V' (m)	0,92	1,28
V (m)	0,88	0,72
e_0 (m)	0.77	1.13
Ig (m^4)	0,2261	0,4167
ρ	0,51	0,53

IX.4.2 Caractéristiques du câble :

On a opté pour l'utilisation des torons de type T15 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Fprg : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = **1860 MPa**.
- Fpeg : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = **1643 MPa.**
- Section nominal T15 = **140 mm^2.**

IX.4.3 Calcul du nombre des torons :

- Moment sous le poids propre d'une poutre seul : **Mp = 2.32 MN.m.**
- Moment maximum (sous la combinaison (G+D240)) : **M_{max} = 7.42 MN.m.**
- Moment minimum (sous le poids propre du tablier) : **M_{min} = 4.51 MN.m.**

IX.4.3.1 La valeur minimal de la précontrainte :

$$Pmin = \max\{P_I ; P_{II}\}$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{V}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad ; \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{V'}\overline{\sigma_{bt2}}}{V' + \rho \times h - d'}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -1{,}5 \times f_{tj} = -4{,}05\ MPa.$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = -0{,}7 \times f_{tj} = -1{,}89\ MPa.$$

Donc on a :

$$\begin{cases} P_I = 0{,}23\ MPa. \\ P_{II} = 4{,}64\ MPa. \end{cases} \longrightarrow \boldsymbol{Pmin = 4{,}64\ MPa.}$$

IX.4.3.2 L'effort de précontrainte initial :

$$P_0 = min\{(0{,}8 \times f_{prg} \times A_P);\ (0{,}9 \times f_{peg} \times A_P)\} \longrightarrow P_0 = 0{,}207\ MPa.$$

IX.4.3.3 Détermination du nombre des torons :

On suppose que la valeur maximale des pertes est d'ordre de 20%.

$n \geq \frac{P_{min}}{0.8 \times P_0} = 28{,}06$ Soit n = **30 torons T15**.

IX.4.4 Disposition des torons :

L'espacement minimal entre les torons il doit être supérieur à trois fois le diamètre d'un toron :

$e_h = e_v \geq 3 \times \varphi_{T15} = 3 \times 1.52$

$$\boldsymbol{e_h = e_v > 4{,}56\ cm}$$

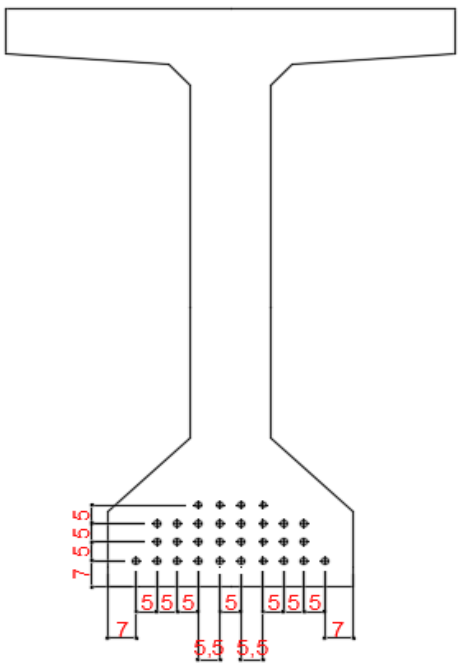


Figure IX. 3. Disposition des torons.

IX.4.5 Vérification du nombre des torons :

Selon BPEL91 : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$

Mise en précontrainte : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -0.7f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj} \end{cases}$;

En réalisation : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -0.7f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj} \end{cases}$;

En service : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{tj} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj} \end{cases}$

Tableau IX. 2. Les contraintes admissibles.

	phase 1	phase 2	phase 3
f_{cj} (MPa)	35,00	35,00	35,00
f_{tj} (MPa)	2,70	2,70	2,70
$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-2,70	-4,05	-4,05
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1,89	-1,89	-2,70
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	21,00	21,00	21,00

Les significations des phases mentionées :

- Phase 1 : après 15 h de bétonnage.
- Phase 2 : après coulage de la dalle.
- Phase 3 : en service.

Calcul de σ_{inf} et σ_{sup} :

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

Tableau IX. 3. Résultats de calcul σinf et σsup.

	X = 0 m		X = 18 m	
	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Phase 1	-2,93	11,27	4,97	5,89
Phase 2	-3,64	19,56	1,31	15,49
Phase 3	-3,43	18,42	8,13	2,31

Note : on remarque que les contraintes supérieures en 1ère phase ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduit à placé deux câbles supérieurs pour limiter la traction dans les fibres supérieures.

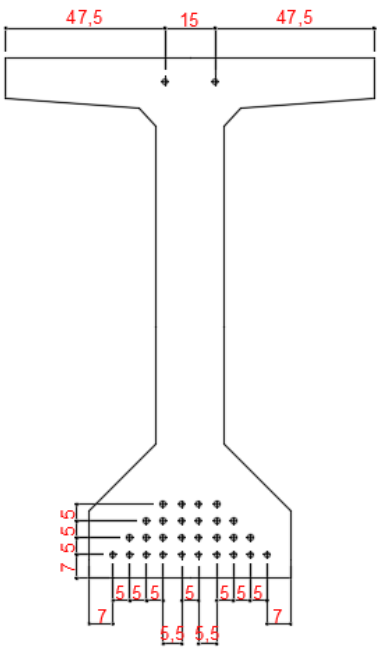


Figure IX. 4 Nouvelle disposition des torons

IX.5 CALCUL DES PERTES :

La force de précontrainte agissante sur un élément du béton est sensiblement inférieure à la force initiale appliquée par les vérins.

Cette différence est due à des pertes de tension dans le câble. La valeur totale de ces pertes de tension à la mise en œuvre, dans une section d´abscisse x de l´armature, est notée **$\Delta\sigma_{pi}$ (x).**

La tension au point d´abscisse x après pertes de tension à la mise en œuvre, appelée tension initiale, est notée :

$\Delta\sigma_{pi}$ (x) = σ_{p0} (x) - $\Delta\sigma_{pi}$ (x).

Avec : $\sigma p_0 = \frac{P_0}{A_P} = 1478{,}7\ MPa.$

Les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale **(soit 20% dans notre estimation).**

Pour les calculer on prend en considération 3 phases en fonction de temps passé après la mise en précontrainte.

IX.5.1 La phase de relâchement des armature :

Cette phase englobe les pertes subis juste après relâchement des armateurs, c'est-à-dire les pertes instantanées.

On y trouve :

IX.5.1.1 Les pertes d'origine thermique :

Causé par la Thermo-maturation du béton par moyens d'étuvage.

$$\Delta\sigma_\theta = E_p \times \alpha_b \times (\theta_{max} - \theta_i) \times (1 - \lambda)$$

Avec :

- α_b: coefficient de dilatation thermique ($\alpha_b = 0.005\ m$).
- θ_{max} : température maximale de l'étuvage ($\theta_{max} = 70°$).
- θ_I : température ambiante ($\theta_I = 25°$).
- $\lambda = 0{,}5$.
- Ep : module d'élasticité (Ep = 190 000 MPa).

Le cycle thermique de l'étuvage se résume dans le graphe suivant :

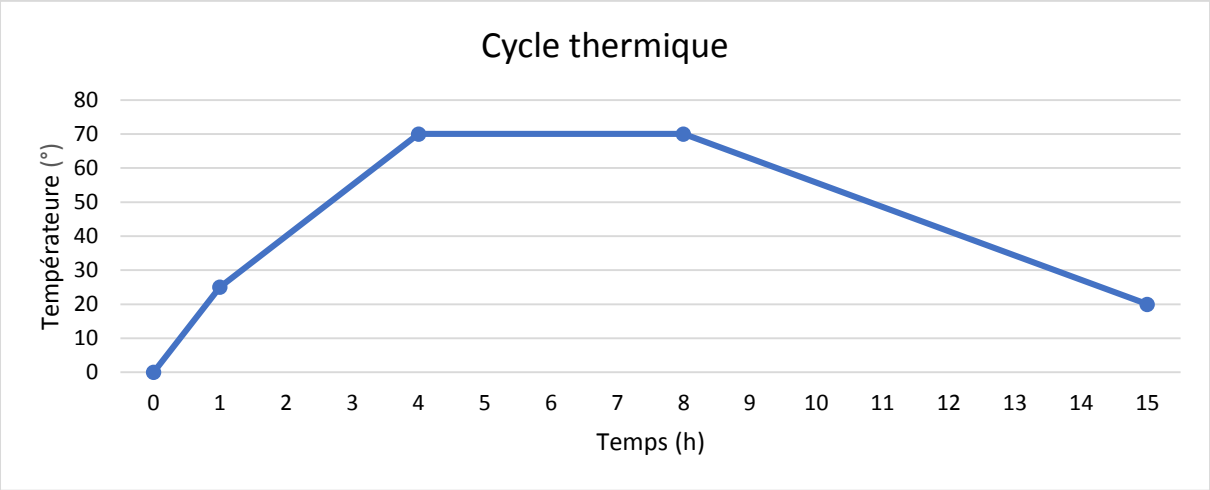


Figure IX. 5. Cycle thermique de la thermo-maturation des poutres de notre projet.

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_\theta = 42,75\ MPa}.$$
$$\Delta\boldsymbol{\sigma_\theta = 2,89}\ \%.$$

IX.5.1.2 Pertes par glissement de l'armature par rapport à son ancrage :

$$\Delta\sigma_g = \frac{g}{l_b} E_p$$

Avec :

- g : c'est le glissement à l'ancrage indiqué pour le procédé de précontrainte utilisé ($g = 0.005\ m$).
- l_b : longueur du banc ($l_b = 66\ m$).
- Ep : module d'élasticité (Ep = 190 000 MPa).

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_g = 14.39\ MPa}.$$
$$\Delta\boldsymbol{\sigma_g = 0.97}\ \%.$$

IX.5.2 La phase de stockage :

La poutre supporte au cours de cette phase une première fraction des pertes différées, les charges appliquées sont uniquement le poids propre de la poutre elle-même.

En supposant que la durée de stockage est infinie, donc :

IX.5.2.1 Perte de tension due à la relaxation des aciers :

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

Avec :

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantanées}} = 1421{,}56\ MPa.$

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000 h ($\rho_{1000} = 2{,}5\ \%$

$\mu_0 = 0.43$ (Pour les câbles à très basse relaxation).

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{rel} = 71,28\ MPa}.$$
$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{rel} = 4,82}\ \%.$$

IX.5.2.2 Pertes par retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = \xi_r \times E_p \quad (\xi_r = 2 \times 10^{-4}) \begin{cases} \Delta\boldsymbol{\sigma_r = 38,00\ MPa} \\ \Delta\boldsymbol{\sigma_r = 2,57}\ \% \end{cases}$$

IX.5.2.3 Perte de tension due au fluage du béton :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{Ep}{E} \times (\sigma_m + \sigma_b)$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{-M_P}{I_G} \times e_0 + n\, A_P\, (\sigma_0 - \Delta\sigma_{\text{instantanées}})[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G}] = 16{,}97\ MPa.$$

$$\sigma_b = \frac{-M_M}{I_G} \times e_0 + n\, A_P\, (\sigma_0 - \Delta\sigma_{\text{T}})[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G}] = 0{,}76\ MPa.$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 93{,}61\ MPa.}$$
$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 6{,}33\ \%}$$

IX.5.2.4 Les pertes totales :

Les pertes totales sont calculées comme suit :

- $\Delta\sigma_{pi}(instantannées) = \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_g$
- $\Delta\sigma_{pi}(différées) = \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r$

Tableau IX. 4. Les pertes durant la phase de stockage.

	la perte	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
PHASE DE RELACHEMENT	$\Delta\sigma_\theta$ =	42,75	2,89%
	$\Delta\sigma_g$ =	14,39	0,97%
	somme	\	3,86%
PHASE DE STOCKAGE	$\Delta\sigma_r$ =	38,00	2,57%
	$\Delta\sigma_{rel}$ =	71,28	4,82%
	$\Delta\sigma_{fl}$ =	93,61	6,33%
	somme	\	12,92%
		totale	16,78%
16,78%	<	20%	✓ **Vérifiée**

La valeur estimée de la perte est donc admissible, et compte tenu de la durée réelle du stockage qui est de 90 jours les pertes en phase 2 représentent 40 % des pertes.

$$\Delta\sigma_p \text{ x } 40\ \% = \begin{cases} 99{,}26\ MPa \\ 6{,}71\ \% \end{cases}$$

IX.5.3 La phase de coulage de la dalle :

Après 120 jours, durée estimée pour la mise en place des charges permanentes, les pertes différées sont modifiées par rapport aux calculs précédents (incidence sur les pertes par fluage).

IX.5.3.1 Perte de tension due au fluage du béton :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 94{,}95\ MPa.}$$
$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{fl} = 6{,}42\ \%}$$

IX.5.3.2 Les pertes totales :

Tableau IX. 5. Les pertes totales.

	la perte	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
PHASE DE RELACHEMENT	$\Delta\sigma_\theta$ =	42,75	2,89%
	$\Delta\sigma_g$ =	14,39	0,97%
	somme	\	3,86%
PHASE DE COULAGE DE LA DALLE	$\Delta\sigma_r$ =	38,00	2,57%
	$\Delta\sigma_{rel}$ =	71,28	4,82%
	$\Delta\sigma_{fl}$ =	94,95	6,42%
	somme	\	13,59%
		totale	17,46%
17,46%	<	20%	– **Vérifiée**

On a des pertes de 17,47 %, ce qui est inférieur à notre estimation, dont 6,71 % déjà effectuée pendant le stockage.

IX.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

IX.6.1 Vérification des contraintes normales :

La vérification des contraintes normales doit se faire sur la longueur de la poutre pour s'assurer que le béton sera capable de les reprendre dans chaque section. Pour ce faire on a effectué un calcul chaque un (1) mètre et ceci pour les trois phases mentionnées ultérieurement (Phase 1, phase 2 et phase 3).

La section d'about de ces poutres (prétension) subit une contrainte de compression qui dépasse la contrainte admissible, ceci est causé non seulement par la mise en prétension des aciers actifs, mais aussi par 'inexistence du moment des charge et surcharges dans cette section.

Pour limiter cette contrainte on réalise un gainage des torons sur une longueur déterminée, qui consiste essentiellement à mettre une fraction des torons dans des gaines qui va éliminer leurs forces exercée dans cette longueur et donc réduire la contrainte de compression. La détermination du nombre des torons à gainer et la longueur de gainage se fait par un calcul itératif.

Remarque : l'utilisation des gaines doit être symétrie pour éviter la flexion transversale

VIII.6.1.1. Les contraintes admissibles :

Le calcul des contraintes admissibles se fait en Classe II :

L'étuvage permet d'atteindre les résistances de béton à 28 jours en 15 heures ce qui donne :

$$\sigma_{\text{Phase 1}} = \begin{cases} \sigma_c = 21\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,sup} = -2{,}7\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,inf} = -1{,}89\ \text{MPa} \end{cases} \qquad \sigma_{\text{Phase 2}} = \begin{cases} \sigma_c = 21\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,sup} = -4{,}05\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,inf} = -1{,}89\ \text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{Phase 3}} = \begin{cases} \sigma_c = 21\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,sup} = -4{,}05\ \text{MPa} \\ \sigma_{t\,inf} = -2{,}7\ \text{MPa} \end{cases}$$

IX.6.1.2. Calcul des contraintes :

A partir du calcul itératif effectué (détail dans l'annexe …), le gainage est comme suite :

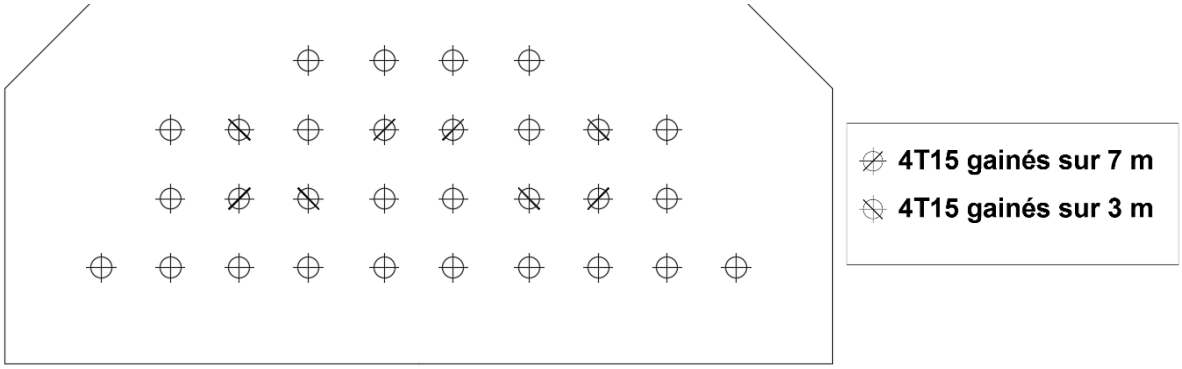


Figure IX. 6. Disposition des câbles gainés.

Pour mieux comprendre la participation des câbles en fonction de la distance on présente ce graphe :

On a : Longueur conventionnelle de rétablissement 1,15 m.

Cette longueur est la longueur après laquelle on aura la participation des câbles de précontrainte, pour mieux comprendre penons la section 0-1 m de la poutre on remarque qu'elle est inférieure à la longueur de rétablissement, elle est donc considérée comme du béton armé.

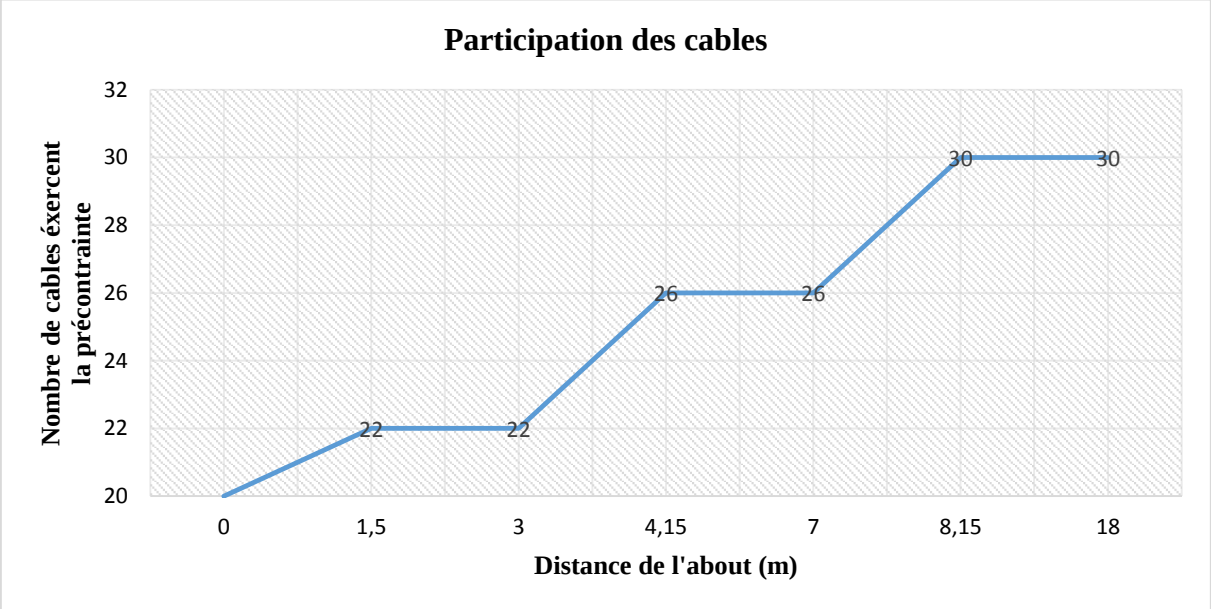


Figure IX. 7. Les distance de participation des câbles.

$$P_{max} = 1{,}02\,P_0 - 0{,}8\,\Delta P \qquad P_{min} = 0{,}98\,P_0 - 1{,}2\,\Delta P$$

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

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

Donc les contraintes sont comme suite :

Tableau IX. 6. Les contraintes appliquées en fonction des distances et des phases.

			x=0	x=1,15	x=3	x=4,15	x=7	x=8,15	x=18
phase 1	σ_{Max} (MPa)	σsup	-1,66	-1,01	0,72	1,16	3,24	3,40	6,25
		σinf	9,92	9,24	7,41	8,44	6,24	7,55	4,54
	σ_{Min} (MPa)	σsup	-1,58	-0,93	0,80	1,26	3,34	3,53	6,38
		σinf	9,45	8,77	6,94	7,87	5,67	6,88	3,88
			x=0	**x=1,15**	**x=3**	**x=4,15**	**x=7**	**x=8,15**	**x=18**
phase 2	σ_{Max} (MPa)	σsup	-2,58	-2,13	-0,92	-0,90	0,55	0,38	2,37
		σinf	17,68	16,87	14,72	17,06	14,47	17,15	13,61
	σ_{Min} (MPa)	σsup	-2,36	-1,90	-0,69	-0,62	0,84	0,73	2,72
		σinf	16,11	15,31	13,15	15,18	12,59	14,96	11,41
			x=0	**x=1,15**	**x=3**	**x=4,15**	**x=7**	**x=8,15**	**x=18**
phase 3	σ_{Max} (MPa)	σsup	-2,43	-1,50	1,27	2,11	5,08	5,41	9,13
		σinf	16,65	14,98	10,05	10,79	5,51	7,16	0,53
	σ_{Min} (MPa)	σsup	-2,13	-1,19	1,58	2,49	5,46	5,87	9,59
		σinf	14,57	12,90	7,97	8,29	3,01	4,24	-2,38

Phase 1 :

$\sigma_{Cmax} = 9{,}92 < 21\ MPa$
$\sigma_{t\,sup} = -1{,}66 > -2{,}7\ MPa$
$\sigma_{t\,inf} = 0 > -1{,}89\ MPa$

Phase 2 :

$\sigma_{Cmax} = 17{,}68 < 21\ MPa$
$\sigma_{t\,sup} = -2{,}58 > -4{,}05\ MPa$
$\sigma_{t\,inf} = 0 > -1{,}89\ MPa$

Phase 3 :

$\sigma_{Cmax} = 16{,}65 < 21\ MPa$
$\sigma_{t\,sup} = -2{,}43 > -4{,}05\ MPa$
$\sigma_{t\,inf} = -2{,}38 > -2{,}7\ MPa$

✓ **Contraintes normales vérifiées**

IX.6.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{red}}{d \times b_n} < \bar{\tau}$$

- V_{red} : l'effort tranchant sollicitant (V_{red} = V = 0,96 MPa câbles rectilignes).
- d : la largeur de la section nette (d = 0,45 m).
- b_n : la hauteur utile (b_n = 1,8 m).
- $\bar{\tau} = \min(\tau_1 ; \tau_2)$.

$P = n \times (P_0 - \Delta P_0) = 0{,}17\ MPa.$

$\sigma_x = \frac{\Sigma\, P \times \cos\alpha_i}{A} = 11{,}44\ MPa\ (\alpha = 0°)$.

$\tau_1{}^2 = 0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) \longrightarrow \tau_1 = 3{,}91\ MPa.$

$\tau_2{}^2 = \frac{2 \times f_{tj}}{f_{cj}} \times (0{,}6 \times f_{cj}) \times (f_{tj} + \sigma_x) \longrightarrow \tau_2 = 4{,}57 MPa.$

$\tau = 1{,}19 < \bar{\tau} = 3{,}91\ MPa$

On vérifie à l'ELU :

$V_{red} = V = 1{,}29$ MPa

$$\tau_u = 1{,}61 < \bar{\tau} = 3{,}91\ MPa$$

✓ **Contraintes de cisaillement vérifiées**

IX.6.3 Justification du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure par rapport à la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par :

$$\tau_u = 1{,}61 \leq \frac{f_{cj}}{6} = 5{,}83\ MPa.$$

IX.7 FERRAILLAGE DES POUTRES :

IX.7.1. Ferraillage des zones tendus :

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

- À mi-travée :

– $Bt = 0{,}1995$ m²
– $\sigma_{bt} = 2{,}38$ MPa
– $\sigma_{NBt} = 1{,}19$ MPa
– $N_{Bt} = 0{,}237$ MN

Donc : $A_s = 2{,}26\ cm^2$.
On prend **4HA10** (3,14 cm²).

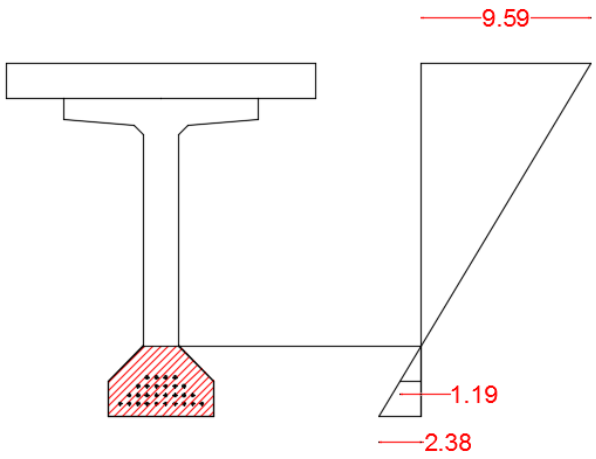


Figure IX. 8. Zone tendu à mi-travée.

IX.7.2. Ferraillage transversale :

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

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

$\beta_u = 7{,}87°$ On prend $\beta_u = 30°$.

$$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 4{,}23\ cm.}$$

Pour un St = 0,15 m on a : At = 0,635 cm²
On disposera un cadre **HA12** chaque **15cm**.

IX.7.3. Armature de peau :

$$As = \max [3\ cm^2/ml;\ 0.1\%B]$$

$$As = \max [17,97\ ;\ 6,06\ ] = 17,97\ cm^2$$

$$As = 6,05 * 5,9892\ = \mathbf{17,97}\ cm^2$$

On prend **24HA10** (18,85 cm²).

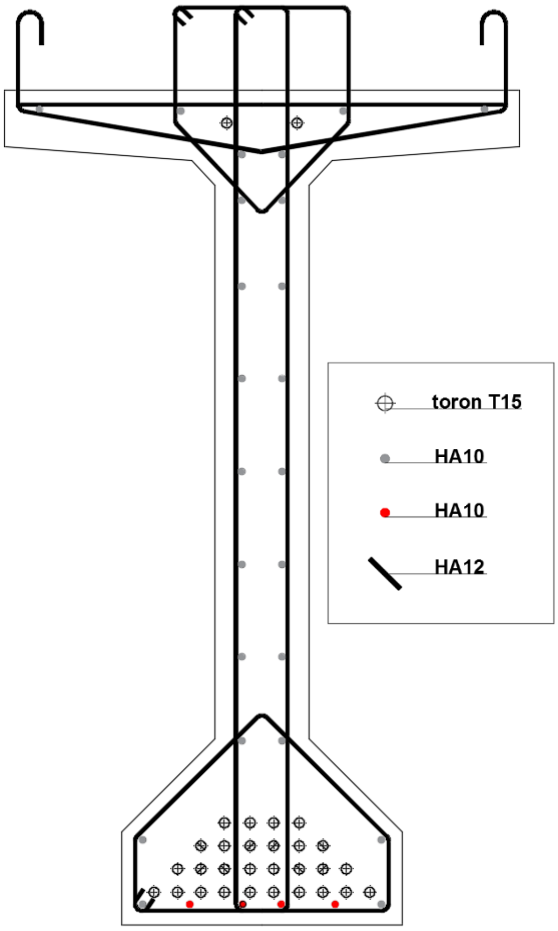


Figure IX. 9. Croquis de ferraillage de la poutre.

CHAPITRE X :

ETUDE DU TABLIER

X.1 INTRODUCTION :

Le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic, en addition à son poids propre, et les transmettre aux appuis, ce qui peut lui infliger des déformations qui doivent être inférieure à la flèche admissible.

X.2 DÉTERMINATION DES FLÈCHES :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul.

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

X.2.1 Flèche due au poids propre :

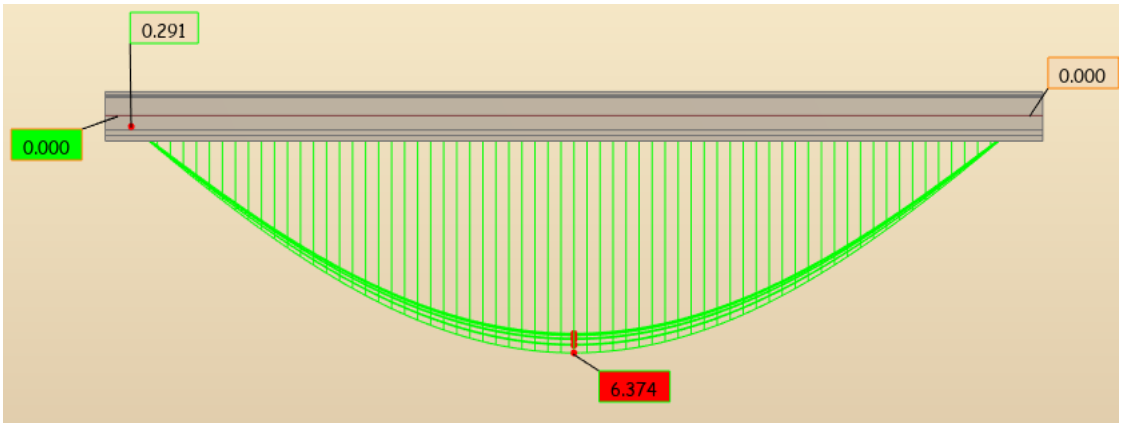


Figure X. 1. Flèche due au poids propre.

D'après ce diagramme, la flache maximale de la poutre due au poids propre (CP+CCP) est :

f_G = **6,374 cm**

X.2.2 Contre flèche due à la précontrainte :

C'est la flèche induite par la mise en place de la précontrainte.

– Les câbles inférieurs donnent :

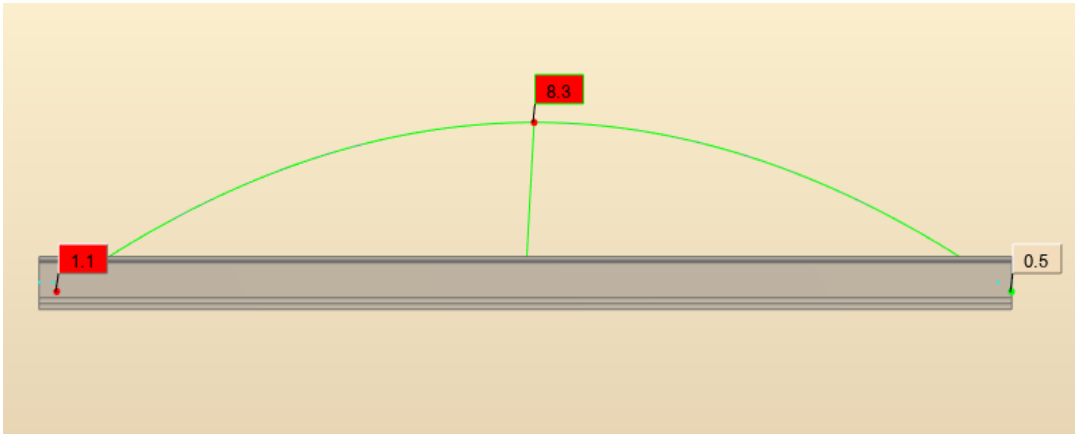


Figure X. 2. La contreflèche due à la précontrainte inférieure.

Donc : $fp_{inf} = -8,30\ cm$.

– Les câbles supérieurs donnent :

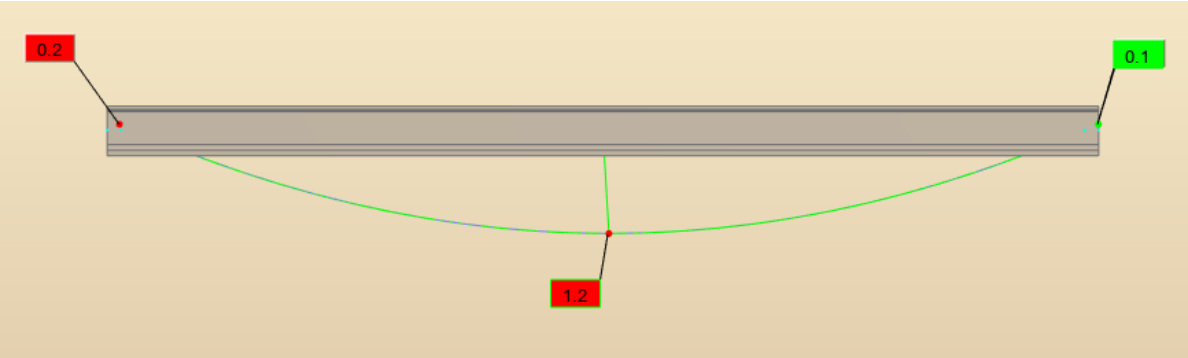


Figure X. 3. La contreflèche due à la précontrainte inférieure.

Donc : $fp_{sup} = -1,20\ cm$.

D'où : $fp = -8,30 + 1,20 = -7,10\ cm$.

X.2.2 Flèche maximale à l'ELS :

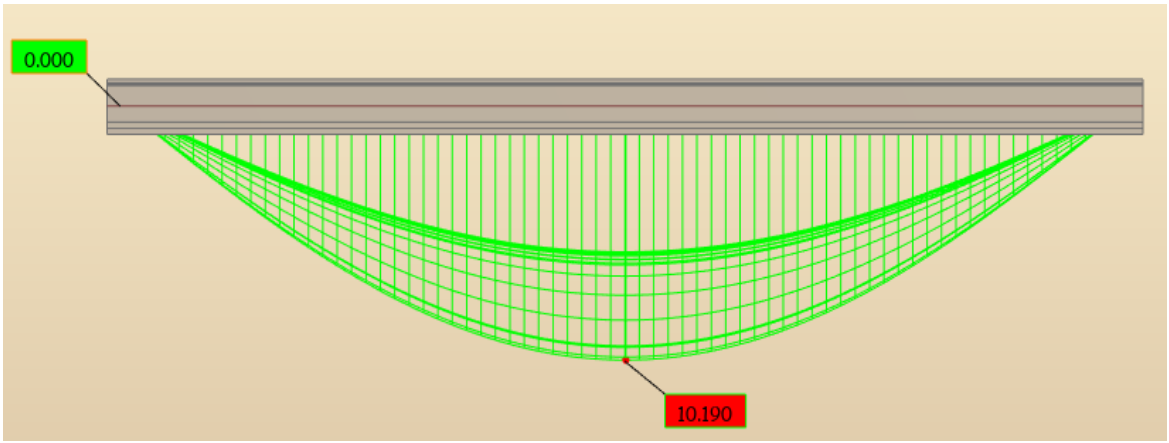


Figure X. 4. La flèche maximale à l'ELS.

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

f_{ELS} **= 10,190 cm**

X.2.3 Flèche de construction :

La flèche de construction est définie comme suite :

$fc = \frac{3}{4}(fp - fG) = \frac{3}{4}(7,10 - 6,374) = 0,5445\ cm$.

X.2.4 Flèche totale :

La flèche totale maximale est définie comme suite :

$f = f_{ELS} + f_P + f_C$ d'où $f = 10,19 - 7,1 + 0,5445$.

D'où : $f = 3,6345$ **cm**

- ✓ **La flèche admissible** :

$\boldsymbol{f_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2\ cm}$ doit être supérieure à la flèche calculée.

On a $\boldsymbol{7.2 > 3,6345\ cm}$.

Donc la condition est **vérifiée.**

X.3 ÉTUDE DE L'HOURDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, ou précontrainte transversale. Cette couche a deux rôles principaux, le premier est de recevoir le poids de la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Et le deuxième est le rôle d'entretoisement des poutres, et assure la distribution transversale des efforts.

Il est soumis à deux types de flexion :

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

X.3.1 évaluation des efforts :

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément Barre, dont sa géométrie est comme suite :

- ✓ Largeur = 1 m.
- ✓ Longueur = 15.59 m.
- ✓ Épaisseur = 20 cm.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre V (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

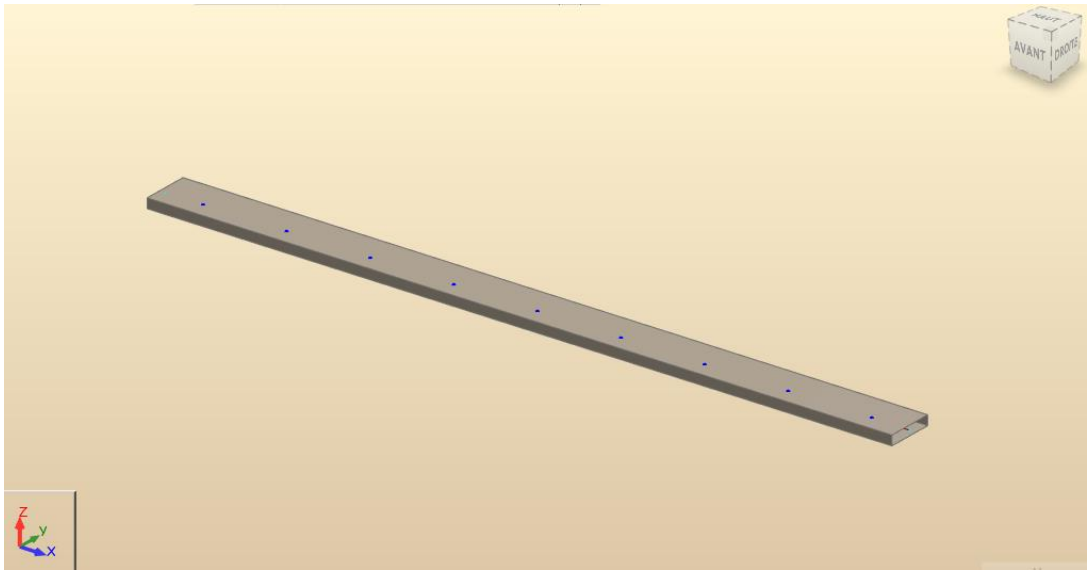


Figure X. 5. Modèle ROBOT de la dalle.

IX.3.2 Résultats :

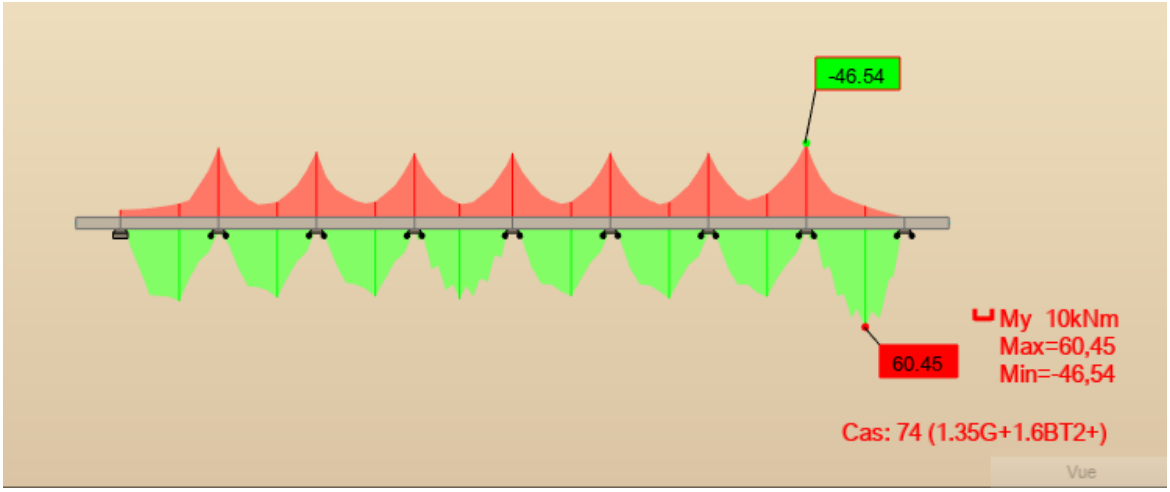


Figure X. 6. Moment maximum dans la dalle à l'ELU.

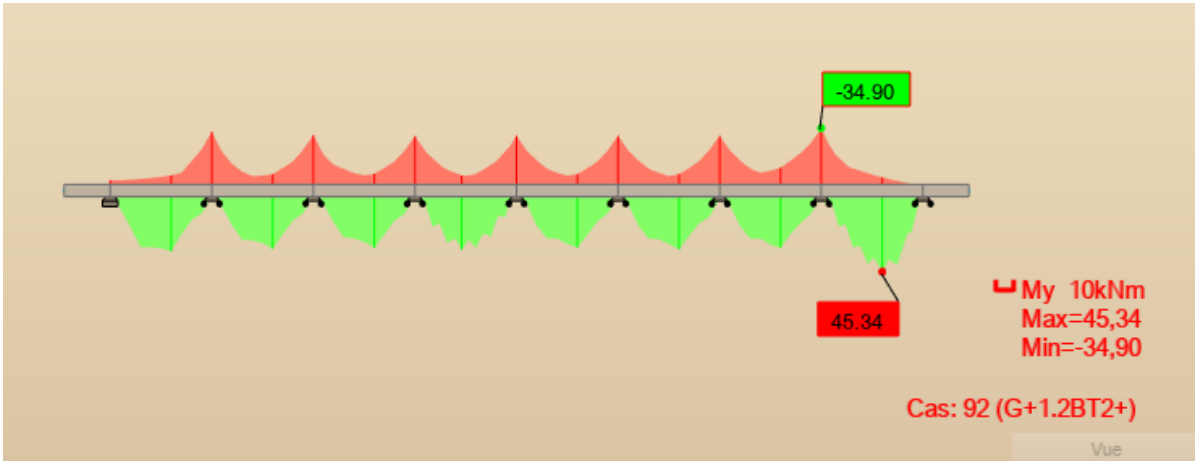


Figure X. 7. Moment maximum dans la dalle à l'ELS.

X.3.3 Ferraillage de l'hourdis :

- **Armatures transversales :**
  - **a. Ferraillage de la nappe supérieure (sur appui) :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

- $d = 0{,}9 \times h.$
- $fbu = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$; $\gamma_b = 1{,}5$ (situation durable ou transitoire) et θ = 1 (t ≥ 24h).

D'où : $d = 0{,}9 \times 20 = 18\ cm.$

$$fbu = 19{,}83\ MPa. \longrightarrow \boldsymbol{\mu = 0{,}072.}$$

$\mu_r = 0{,}8\ \alpha_r \times (1 - 0{,}4\ \alpha_r)$

$$\alpha_r = \frac{3{,}5}{3{,}5+1000\varepsilon_{es}} \qquad \varepsilon_{es} = 2.07 \times 10^{-3}\text{m}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{fe}{\gamma s \times E} \qquad E = 2.1 \times 10^5\ MPa$$

$$\alpha_r = 0.63. \longrightarrow \boldsymbol{\mu_r = 0,377}.$$

On a : $\mu < \mu_r$

on est dans le domaine 1 ou 2-a (S.S.A.C).

$\alpha \epsilon [0 ; 0.259]$ telle que :

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}$. $\alpha = 0.0458.$

$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$ $z = 0{,}1767.$

On a : $\mu < 0{,}186 \longrightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{es} = 2.07 \times 10^{-3} \longrightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_{es}$.

$$As' = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} \longrightarrow \sigma_s = 434.78\ MPa$$

As' = 6.05 cm². On prend : **6HA12 / ml** (soit **6.79 cm²**).

Vérification de la condition de non fragilité :

$A'_s \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times (b.d) = 2{,}23\ cm^2$.

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$$

La profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA'_s\,(x - C') - nA_s\,(d - x) = 0$$

Avec :

- b : largeur transversale de la poutre.
- n : coefficient d'équivalence (15).
- A_S' : section d'acier comprimé.
- A_S : section d'acier tendu.
- C' : distance entre axe d'acier comprimés au bord extrême de la section.
- d : distance entre axe d'acier tendus au bord extrême de la section.

On a : $\boldsymbol{x = 8.817\ cm}$.

Calcul de I_1 :

$$I_1 = \frac{b}{3}x^3 + nA'_s\,(x - C')^2 + nA_s\,(d - x)^2$$

On a : $I_1 = 3.23\ 10^{-4}\ m^4$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1}x = 9.53\ MPa.$

$$\sigma_{bt} = \frac{n.M_{ser}}{I_1}(d - x) = 121.28\ MPa.$$

Et on a :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21\ MPa.$

$\overline{\sigma_{bc}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e\ ; max\{0.5f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\}\right\} = 250\ MPa.$

Conditions vérifiées.

b. Ferraillage de la nappe inférieure (en travée) :

$\mu = \frac{Mu}{b\times d^2\times f_{bu}} \longrightarrow \boldsymbol{\mu = 0,096.}$

$\mathcal{E}_{es} = 2.07 \times 10^{-3}$m

$\alpha_r = 0.63.$ $\boldsymbol{\mu_r = 0,377}.$

On a : $\mu < \mu_r$ donc on est dans le domaine 1 ou 2-a (S.S.A.C).

$\alpha\ \epsilon[0\ ;\ 0.259]$ telle que :

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}.$ $\alpha = 0.126.$

$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$ $z = 0,171.$

On a : $\mu < 0,186 \longrightarrow \mathcal{E}_s = 10 \times 10^{-3}$

$\mathcal{E}_{es} = 2.07 \times 10^{-3} \longrightarrow \mathcal{E}_s < \mathcal{E}_{es}.$

$As = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$

As = 8,13 cm². On prend **: 6HA14 / 1 ml** (soit : **9.24 cm²**).

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_s \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times (b.d) = 2,23\ cm^2.$

Condition vérifié.

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases}\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}\end{cases}$$

La profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA'_s\,(x - C') - nA_s\,(d - x) = 0$$

Avec :

- b : largeur transversale de la poutre.
- n : coefficient d'équivalence (15).
- A_S' : section d'acier comprimé.
- A_S : section d'acier tendu.
- C' : distance entre axe d'acier comprimés au bord extrême de la section.
- d : distance entre axe d'acier tendus au bord extrême de la section.

On a : $\boldsymbol{x = 10.68\ cm}$.

Calcul de I_1 :

$$I_1 = \frac{b}{3}x^3 + nA'_s\,(x - C')^2 + nA_s\,(d - x)^2$$

On a : $I_1 = 9.89\ 10^{-3}\ m^4$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1}x = 4.89\ MPa.$

$$\sigma_{bt} = \frac{n.M_{ser}}{I_1}(d - x) = 3.86\ MPa$$

Et on a :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 21\ MPa.$

$\overline{\sigma_{bc}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e\ ; max\{0.5f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\}\right\} = 250\ MPa.$

Conditions vérifiées.

c. Armature longitudinale (de construction) :

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

On opte pour **5HA10 / 1 ml** ($\mathbf{A_s = 3{,}93\ cm^2}$).

Un enrobage minimal C = 3cm

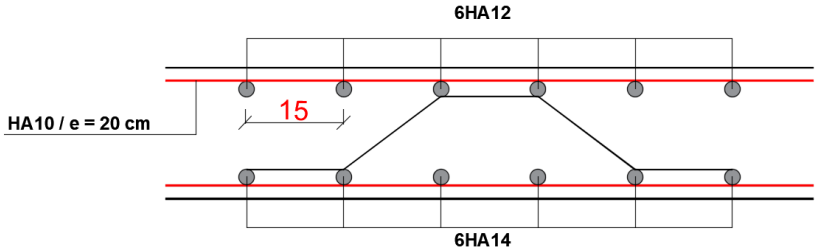


Figure X. 8. Croquis de ferraillage de la dalle.

X.4 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE :

Les entretoises doivent reprendre les efforts dues aux actions des charges d'exploitation et sous l'effet d'un vérinage du tablier (lors d'un changement des appareils d'appuis).

La majorité des efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, c'est-à-dire pas des efforts major dans les entretoises. Pour cette raison ce cas n'est généralement pas concédé dans le ferraillage des entretoises.

Dans le cas d'un vérinage les efforts sont transmis à l'intermédiaire des entretoises ce qui engendre des efforts importants dans ces dernières.

Et donc leur ferraillage est calculé par les efforts développés lors d'un vérinage, selon un positionnement des vérins bien étudier.

Pour notre cas et pour des raisons de symétrie on prévoit 6 points de vérinage.

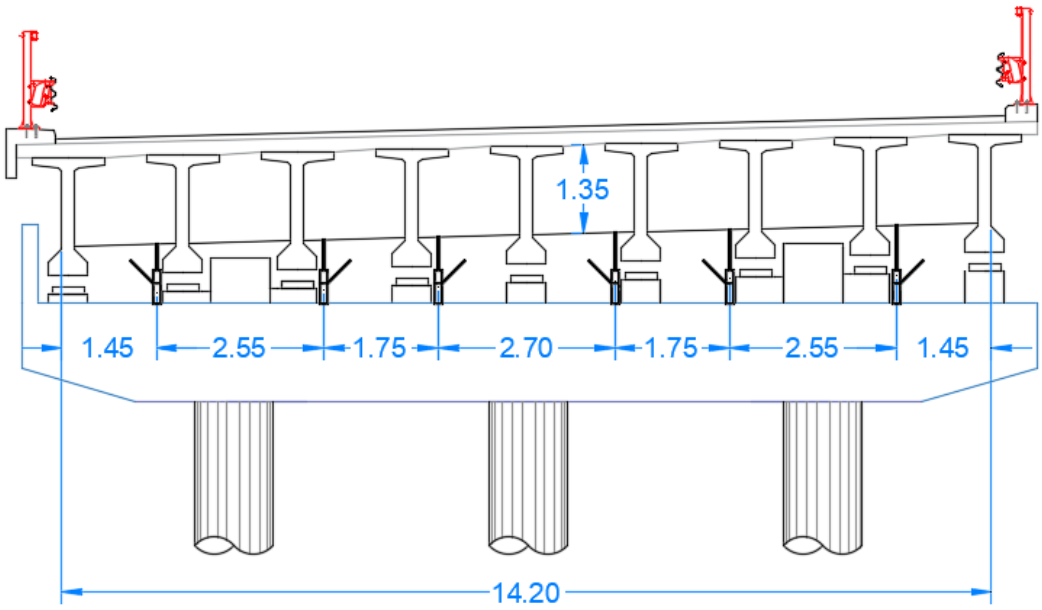


Figure X. 9. Disposition des vérins prise en compte.

X.4.1 Modélisation et évaluation des efforts :

L'étude se fait en deux étapes, étude à la flexion longitudinale et vérification à l'effort tranchant. Notons que le cas de charge correspond au vérinage est souvent prépondérant pour le dimmensionnemt des entretoises, avec le poids de superstructure revenant à l'entretoise est $\boldsymbol{G_{Tablier} = 329.51\ KN/m.}$

L'entretoise est assimélée à une poutre continue sur six (6) appuis qui supporte une charge uniformément répatie.

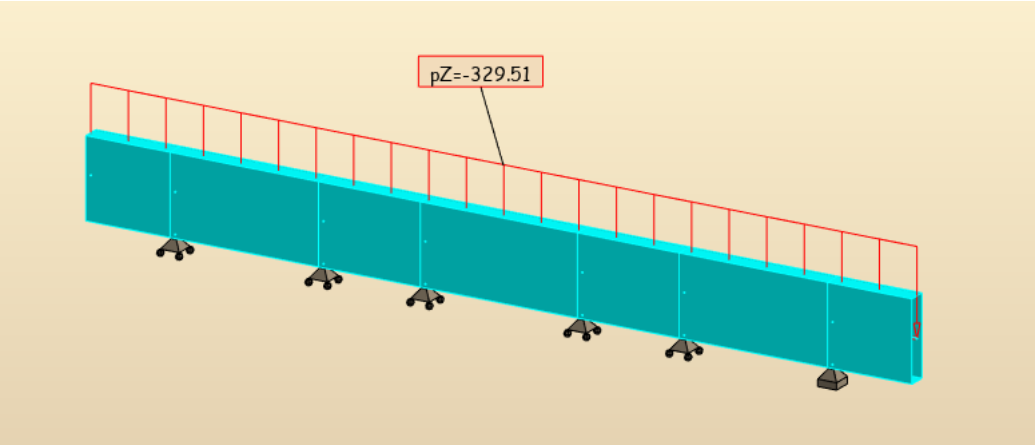


Figure X. 10. Modèle ROBOT de l'entretoise.

X.4.2 Résultats :

Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants sous les combinaisons de charges :

- **Moment fléchissant ELU :**

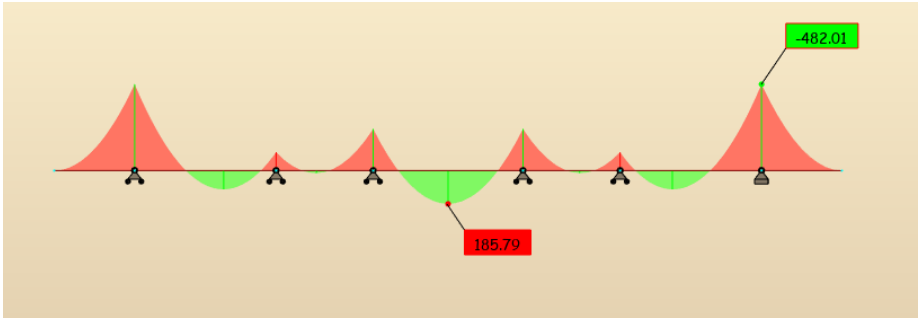


Figure X. 11. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELU.

- **Moment fléchissant ELS :**

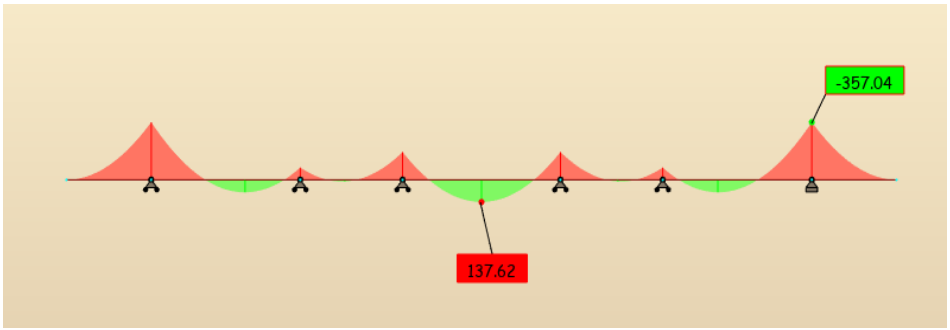


Figure X. 12. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELS.

- **Effort tranchant ELU :**

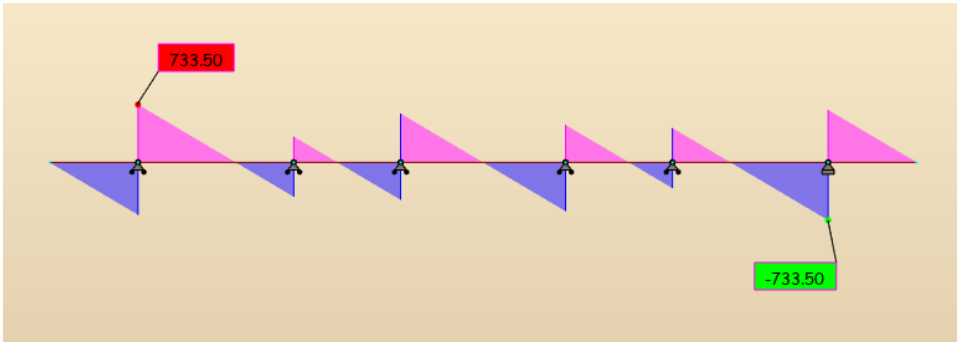


Figure X. 13. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU.

- **Effort tranchant ELS :**

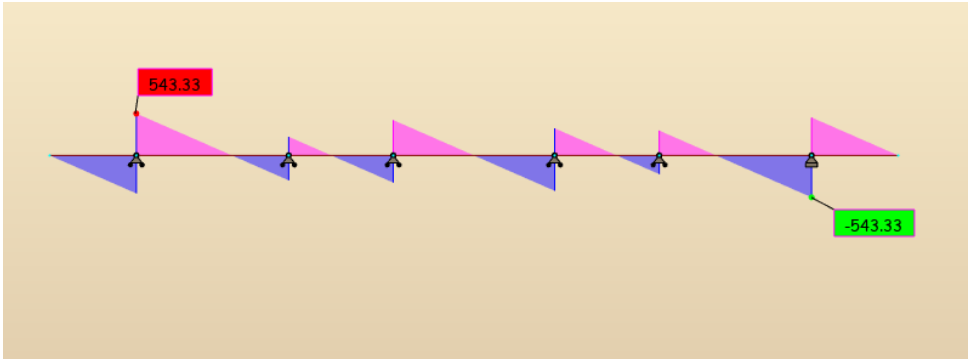


Figure X. 14. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU.

X.4.3 Ferraillage de l'entretoise :

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

a. Ferraillage de la nappe supérieure :

Armature principale :

As = 12 cm²

On opte pour **6HA16** (As = 12.06 cm²), avec un espacement de **20 cm** (2 lits)**.**

Armatures de peau :

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

On opte pour **3HA14**.

b. Ferraillage de la nappe inférieure :

Armature principale :

As = 4.5 cm²

On opte pour des **3HA14** (As = 4.62 cm²), avec un espacement de **20 cm**.

Cadres transversales (effort tranchant) :

On opte pour des cadres **HA12**, avec un espacement de **10 cm**.

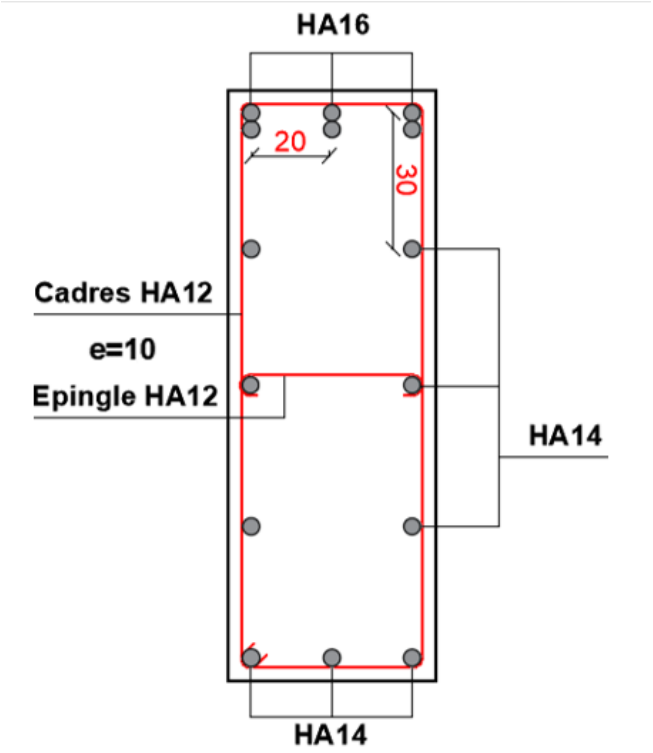


Figure X. 15. Croquis de ferraillage de l'entretoise.

CHAPITRE XI :

EQUIPEMENTS DU PONT

XI.1 INTRODUCTION :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

XI.2 APPAREILS D'APPUIS :

Les appareils d'appuis ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure, lorsqu' elles sont limitées.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère frette.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis choisis sont des appareils en élastomère fretté de 400x350mm, qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomère (caoutchouc) avec interposition de tôles de frettage en acier.

XI.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis :

- **Dimensionnement en plan :**

On a choisi les dimensions suivantes : **400** x **350** (mm).

$$2\ MPa \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20\ MPa$$

- 2 MPa : condition de non cheminement.
- N_{max} : réaction maximale de chaque appareil.
- a x b : air de l'appareil (a et b : dimensions en plan).
- 20 MPa : condition de non écrasement.

$$2 \leq \frac{1{,}29}{a \times b} \leq 20 \longrightarrow 647{,}493 \leq a \times b = 1400 \leq 6474{,}935\ (cm^2)$$

- **Détermination de l'épaisseur des frettes métalliques :**

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$$

Avec :
- t_s : épaisseur des frettes métalliques.
- $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$ = 9,52 (G=0.9 MPa).
- σ_e = 235 Kg/mm² (pour l'acier 24-1).

$$\begin{cases} t_s > 1{,}52\ mm \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases} \longrightarrow$$ On fixe : **t_s = 2 mm**.

- **Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :**

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \longrightarrow 40 \leq T_e \leq 80 \text{ (mm)}$$

$$T_e = n \times t_i + 2 \times e$$

- t_i : épaisseur des feuillètes d'élastomère (10 mm).
- n : nombre des feuillètes d'élastomère (6).
- e : épaisseur d'enrobage extérieur (6 mm).

Donc : $\mathbf{T_e = 72\ mm}$.

- **Détermination de la hauteur de l'appareil :**

$$T = n \times t_s + T_e \longrightarrow \boldsymbol{T = 86\ mm}.$$

Sachant que n est le nombre des frettes métalliques (7).

XI.2.2 Vérification des appareils d'appuis :

- **Contraintes de compression normale :**

$$\sigma_m \leq 20\ MPa$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 9{,}25\ MPa.$$

Condition vérifié.

- **Sécurité au flambement :**

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

Et :

- γ_s : le coefficient de sécurité ; γ_s =3
- Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- Pc : la charge critique de flambement.
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- hc : épaisseur totale du caoutchouc.
- t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.
- S : le facteur de forme.

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = 9{,}33$$

D'où : $\gamma_s \times P_u = 3{,}88 \leq P_c = 8{,}17$.

Condition vérifié.

Tableau XI. 1. Caractéristiques de calcul

d =	0,012	m
h =	0,086	m
B =	0,14	m²
Pc =	8,17	MN
Pu =	1,29	MN
t =	0.010	m
h_c =	0.072	m
G =	0.9	MPa

Il convient de tenir compte de la composante verticale de séisme, pour cela on utilise les combinaisons sismiques.

Pour cela il faut vérifier que :

$$G + E + \Psi Q \leq Pu$$

On a :
- $G = 0.52\ MN$.
- $E = 0.22\ MN$.
- $Q = 1{,}8\ MN$.
- $\Psi = 0.2$.
- $Pu = 1.29\ MN$.

D'où :

$1{,}10 \leq 1{,}29$. **Condition vérifié.**

- **Limitation de la distorsion :**

La distorsion δ = tan(γ), rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivante :

Avec : $\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4 \times (\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - P) & P \leq 0.25. \\ \delta_c = 1.4 \times (1 - 2P) & P > 0.25. \end{cases}$

- $P = \frac{P_u}{P_c}$ = 0,159.
- $\delta_0 = \frac{c}{hc}$; $0.7 \leq \delta_0 \leq 2$.
- c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 300 mm).
- hc : épaisseur totale du caoutchouc.

$\delta_0 = 4{,}07$ donc on prend $\delta_0 = 2$.

$\delta_c = 0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.22) = 1{,}18$.

$\delta = \frac{\gamma}{h}$; h = 0.086 m.

γ = 0,0994 m ⟶ $\delta = 1{,}16$.

$\delta = 1{,}16 < \delta_c = 1{,}18$.

Condition vérifié

- **Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :**

$$\tau_{max} < \tau_N$$

- $\tau_{max} = \frac{\sigma_m}{S} = 14{,}87$ Kg/cm².
- $\tau_N = 3 \times G_{stat} = 24$ Kg/cm².
- $\tau_{max} = 22{,}66 < \tau_N = 24$. **Condition vérifié**

- **Contrainte de non glissement :**

On doit vérifier l'inégalité suivante : H < f × N

Avec :
- H : Effort horizontal.
- N : Effort de compression vertical.
- $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma m}$.

Sur pile :

- H = 0,24 MN.
- N = 0,72 MN.
- σ_m = 5,13 MPa ⟶ f = 0,22.

On remarque que 0,24 ≥ 0,156. **la condition n'est pas vérifiée.**

Sur culée :

- H = 0,32 MN.
- N = 0,83 MN.
- σ_m = 5,91 MPa ⟶ f = 0,20.

On remarque que 0,32 ≥ 0,167. **la condition n'est pas vérifiée.**

Note : il est impératif de réaliser des dispositifs de non glissement (comme pour notre cas de la résine colle).

XI.3 JOINT DE CHAUSSÉE :

Les joints sont conçus et réalises pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage.

Néanmoins, les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température et, pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage, par ailleurs les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou déformation, c'est ce qu'on appelle le souffle.

Donc afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement.

Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre le déplacement (souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit des véhicules ainsi que leur tonnage.

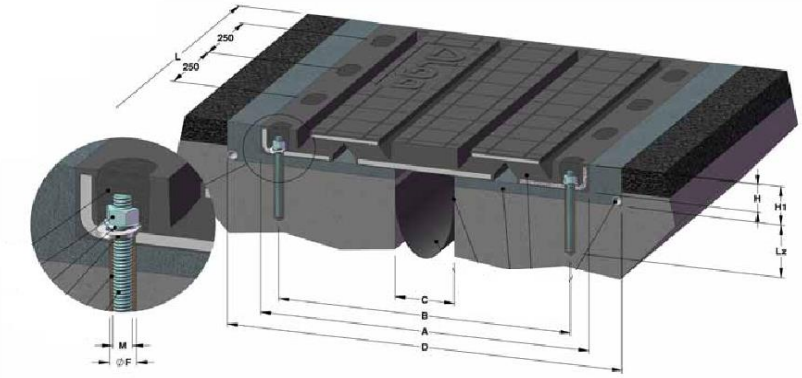


Figure XI. 1. Joint de chaussée.

XI.3.1 Calcul du souffle :

Selon le RCPR, on doit prendre en compte les actions suivantes :

- La température.
- La déformation différée du béton (retrait et fluage).
- L'action accidentelle (séisme).

On calcule le souffle par la formule suivante :

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées.
- W_T : souffle thermique.
- W_S : souffle sismique.

- **Calcul des déformations déférées (retrait + fluage) :**

$$\Delta l_{r+f} = \varepsilon_{r+f} \times l_0$$

Avec : - $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.
- $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

$$\Delta \boldsymbol{l_{r+f}} = \mathbf{0.0096}\ \boldsymbol{m}.$$

- **Calcul des déformations thermiques :**

$$\Delta l_{temp} = \alpha_t \times l_0 \times \Delta T$$

Avec : - $\alpha_t = 9.9 \times 10^{-6} C^{\circ -1}$.
- $l_0 = 35\ m$.
- ΔT : variation de la température (35°C).

$$\Delta \boldsymbol{l_{temp}} = \mathbf{0.0061}\ \boldsymbol{m}.$$

- **La déformation sismique :**

$$\Delta \boldsymbol{l_{sism}} = \mathbf{0.0873}\ \boldsymbol{m}.$$

A.N : $W = 0{,}0096 + 0{,}3 \times 0.0061 + 0{,}0873\ /3$

$$\boldsymbol{W = 41\ mm}.$$

XI.3.2 Choix du joint de chaussée :

Le joint choisi pour notre ouvrage est le joint TX100 (ALGAFLEX TX), qui permet des déplacements de $\pm$50 mm > 41 mm.

Il faut noter aussi qu'on disposera de 3 joint, deux au niveau des culées et un au milieu du pont (c'est-à-dire au milieu de la 4ème travée).

TABELLA DIMENSIONALE / *DIMENSIONAL TABLE*

Giunto / *Joint*	Escursione longitudinale *Longitudinal movement*	Escursione trasversale *Transversal movement*	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso *Weight* (Kg/m)
TX80	±40	±40	275	220	50	450	2000	140	42	70	M12x190	27	27
TX100	±50	±50	355	280	60	520	2000	145	46	70	M14x200	35	35
TX120	±60	±60	390	300	70	560	2000	140	53	80	M16x200	29	29
TX160	±80	±80	470	370	90	640	2000	130	78	100	M16x200	87	87
TX180	±90	±90	500	400	100	670	2000	130	82	110	M16x200	96	96

Figure XI. 2. Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée.

XI.4. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VARIATIONS LINEAIRES :

$$\Delta L = \frac{F \times T_q}{n \times G \times a \times B}$$

- **Les efforts dus au freinage :**
  - La surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = 153{,}63\ KN \qquad \Delta L_{A(l)} = 0{,}0058\ m.$$

  - La surcharge Bc :

$$F_{A(l)} = 300\ KN \qquad \Delta L_{A(l)} = 0{,}0114\ m.$$

- **Les efforts dus à la température :**

$$\Delta L_{A(l)} = 0{,}0061\ m \qquad F_{A(l)} = 151{,}59\ KN$$

- **Les efforts dus au retrait et fluage :**

$$\Delta L_{A(l)} = 0{,}0096\ m \qquad F_{A(l)} = 95{,}50\ KN$$

XI.5. DÈS D'APPUI :

Le dès d'appui permet de :

- Diffuser les charges localisées provenant directement du tablier
- Rattraper le dévers du tablier.

XI.5.1 Dimensionnement du dès d'appui :

Le dès d'appui est dimensionné de façon à inclure l'appareil d'appuis, de la manière suivante :

- $h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.187\ m$
- $a_1 \geq a + \frac{h}{2} = 0{,}493\ m.$
- $b_1 \geq b + \frac{h}{2} = 0{,}443\ m.$

Donc on retient :

Tableau XI. 2. Dimensions du dés d'appuis

h_{min}	0,25 m
a_1	0,5 m
a_2	0,5 m

XI.5.2 Ferraillage du dès d'appui :

- **Armatures de chainage :**

  La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$Ac = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}25 \times 1146{,}94 \times 10}{434{,}78} = 6{,}59\ cm^2$$

Pour : f_e = 500 MPa ; $\sigma_s = \frac{500}{1 \times 1{,}15}$ σ_s = 434.78 MPa.

On prend : **5HA14** (soit : 7,70 cm²)

- **Armatures horizontales :**
  Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0{,}125 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}125 \times 1146{,}94 \times 10}{434{,}78} = 3{,}30\ cm^2$$

On prend : **3HA12** (soit : 3,39 cm²).

- **Frette supérieure :**
  Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0{,}04 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}04 \times 1146{,}94 \times 10}{434{,}78} = 1{,}06\ cm^2$$

On prend : **3HA10** (soit : 2,36 cm²).

- **Frette inférieure**
  c'est le ferraillage d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0{,}1 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}1 \times 1146{,}94 \times 10}{434{,}78} = 2{,}64\ cm^2$$

On prend : **5HA10** (soit : 3,93 cm²).

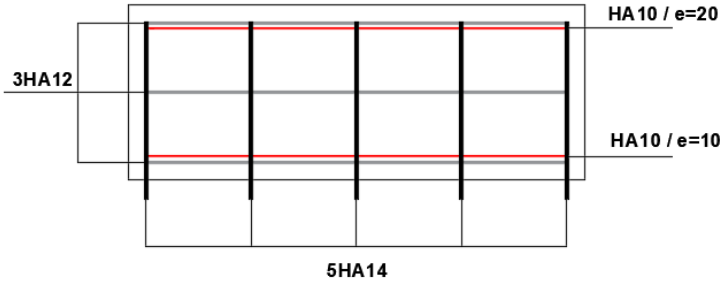


Figure XI. 3. Croquis de ferraillage du dés d'appuis.

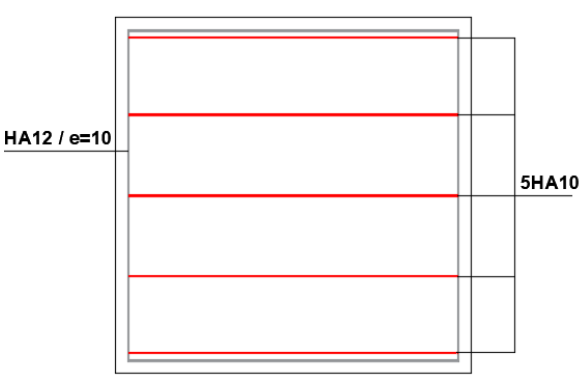


Figure XI. 4. Croquis de ferraillage du dés d'appuis vue en plan (inférieure).

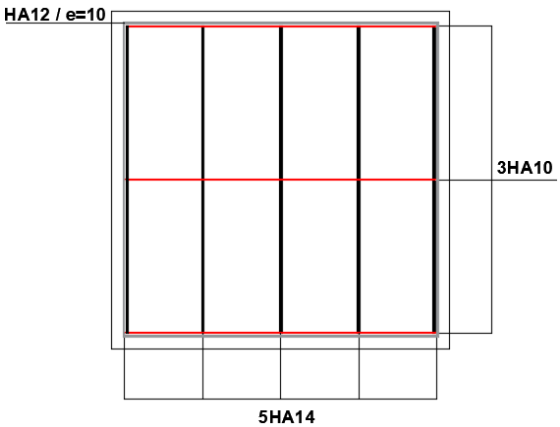


Figure XI. 5. Croquis de ferraillage du dés d'appuis vue en plan (supérieur).

CHAPITRE XII :

ETUDE SISMIQUE

XII.1 INTRODUCTION :

Sous l'action sismique, le pont subira des vibrations verticales ou horizontales, selon la direction d'excitation. Le but des calculs sismiques est de déterminer la réponse d'une structure au mouvement de la terre qui exerce une pression sur sa fondation.

Ce type de calcul, appartenant au domaine de la dynamique des structures, a deux approches ou méthodes d'analyse principales :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamental).
- La méthode de spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

XII.2 LA MÉTHODE MONOMODALE :

XII.2.1 Condition d'application :

✓ La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation, autrement dit, La masse des piles (M_{Pile}) doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier (M_{totale}).

Tableau XII. 1. Calcul des masses des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	n Fût	M Fût (kN)	M totale fût (kN)
P1	8,50	1,50	3	375,52	1126,56
P2	11,50	1,50	3	508,05	1524,16
P3	11,40	1,50	3	503,64	1510,91
P4	12,00	1,50	3	530,14	1590,43
P5	12,30	1,50	3	543,40	1630,19
P6	9,70	1,50	3	428,53	1285,60

Tableau XII. 2. Caractéristique du chevêtre.

	h (m)	b (m)	l (m)	nombre
Chevêtre	1,5	2,10	15,50	6,00

Donc **: M_{Pile} = 15 991,60 KN.**

Et on a : M_{totale} = 66 174,33 KN ⟶ 0.43 M_{totale} = 28 454,96 KN.

15 991,60 < 28 454,96 Condition vérifiée.

✓ Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades. Pour notre cas l'ouvrage est droit d'où l'angle biaise est de 100 grade.

Condition vérifiée.

✓ La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades. On a un rayon de 1100m qui commence dans la 7ème travée (PK 25 + 843.690), ce qui produit un angle balayé en plan par la tangente à l'axe de **2,22 grades**.

Condition vérifiée.

✓ La symétrie transversale. Notre ouvrage est symétrique transversalement.

Condition vérifiée.

XII.2.2 Séisme longitudinal :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

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

Avec :

- M : la masse effective totale de la structure (M = 66 174,33 KN)
- Sa (T) : l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.
- La période fondamentale T a pour expression : $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$.

Et on a : - Le déplacement d : $d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa\ (T)$.

- La force horizontale répartie : $Fi = \frac{Ki}{K} \times F$.

- **Calcul des raideurs :**

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3 \times E \times I}{l^3}$$

Avec : - n : nombre de fûts de la pile.
- E : module de déformation instantané du béton.
- I : moment d'inertie longitudinale d'un fût.
- l : la hauteur du fût de pile.

Tableau XII. 3. Calcul des raideurs longitudinaux des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{fût}$ (MN/m)
P1	8,5	1,50	0,25	3	120,12
P2	11,5	1,50	0,25	3	48,50
P3	11,4	1,50	0,25	3	49,79
P4	12	1,50	0,25	3	42,69
P5	12,3	1,50	0,25	3	39,64

$$K_{a,a} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Avec : - n : nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- G : module de cisaillement dynamique de l'appareil (1,2MPa).
- a, b : les dimension en plan de l'appareil (a = b = 450 mm).
- e : l'épaisseur de caoutchouc de l'appareil (60 mm).
- $K_{a,a}$: raideur de l'appareil d'appuis.

D'où : $K_{a,a} = n \times 2{,}33\ MN/m$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fût}}} + \frac{1}{K_{a,a}}}$$

Tableau XII. 4. Calcul des raideurs longitudinaux des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{a,a}$ (MN/m)	$n_{a\text{-}a}$	K_{pile} (MN/m)
P1	120,12	2,33	18	31,12
P2	48,50	2,33	18	22,51
P3	49,79	2,33	18	22,78
P4	42,69	2,33	18	21,17
P5	39,64	2,33	18	20,39

Pour le cas de la culée : $K_{culée} = K_{a,a}$

Tableau XII. 5. Calcul des raideurs longitudinaux des culées.

Culées	$k_{a,a}$ (MN/m)	$n_{a,a}$	$K_{culée}$ (MN/m)
C1	2,33	9	21,00
C2	2,33	9	21,00

$$K_{longitudinal} = \Sigma K_{pile} + \Sigma K_{culée}$$

$$\boldsymbol{K_{longitudinal} = 159,98 \text{ MN/m}}$$

- **Évaluation de la période fondamentale :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{66\,174,33 \times 10^{-4}}{159,98}} = \mathbf{1,28\ s}$$

- **Calcul de l'accélération spectrale Sa (T ; ξ)**

Le calcul de l'accélération spectrale dépend de la valeur de T, T_1 et T_2 qui spécifie la formule avec laquelle on doit calculer :

$$Sa\,(T,\xi) = \begin{cases} A.g.S\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5.\eta.A.g.S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5.\eta.A.g.S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3 \\ 2,5.\eta.A.g.S\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3 \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).
- T_1, T_2 : période caractéristique associé à la catégorie de site $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.40\ s \end{cases}$
- S : coefficient de site (S = 1,1).
- A : accélération (mentionné dans le chapitre 1).
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$).
- ξ : taux d'amortissement (5%) ⟶ η = 1.

On a : $T_2 \leq T \leq 3$ (T = 1.09 s , T_2 = 0.50 s)

Donc : $Sa\,(T,\xi) = 2{,}5.\eta.A.g.S\left(\frac{T_2}{T}\right)$ = 2,5 x 1 x 0,25 x 9.81 x 1,2 x $\left(\frac{0.5}{1.09}\right)$

$$\boldsymbol{Sa\,(T,\xi) = 2{,}11\ m/s^2}$$

- **Calcul de l'effort total :**

$$F_{long} = M \times Sa\,(T) = 6\,617{,}433 \times 2{,}11$$

$$\boldsymbol{F_{long} = 13\,969{,}90\ KN.}$$

- **Calcul du déplacement du tablier :**

$$d_{long} = \left(\frac{1.28}{2\pi}\right)^2 \times 2{,}11 = \boldsymbol{0{,}0873\ m.}$$

- **Répartition des efforts :**

Tableau XII. 6. Calcul des forces longitudinales sur chaque appui.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	21,00	159,98	13969,9	1833,8
P1	31,12	159,98	13969,9	2717,5
P2	22,51	159,98	13969,9	1965,6
P3	22,78	159,98	13969,9	1989,5
P4	21,17	159,98	13969,9	1848,8
P5	20,39	159,98	13969,9	1780,9
C2	21,00	159,98	13969,9	1833,8
			Somme	13969,9

- **Calcul des déplacements de chaque pile :**

Tableau XII. 7. Calcul des déplacements longitudinaux des piles.

Piles	$K_{fût}$ (MN/m)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
P1	120,12	2717,5	0,023
P2	48,50	1965,6	0,041
P3	49,79	1989,5	0,040
P4	42,69	1848,8	0,043
P5	39,64	1780,9	0,045

$$d_{pile} = \frac{F_{appui}}{K_{fut}}$$

Note : le déplacement longitudinal des culées est nul ($d_{culée}$ = 0 m).

XI.2.3 Séisme transversal :

- **Calcul des raideurs :**

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3 \times E \times I}{l^3}$$

Avec :
- n : nombre de fûts de la pile.
- E : module de déformation instantané du béton.
- I : moment d'inertie longitudinale des fûts.
- l : la hauteur du fût de pile.

Note : le raideur de l'appareil d'appuis $K_{a,a}$ reste constant ($K_{a,a} = 2.33$ MN/m)

Tableau XII. 8. Calcul des raideurs transversaux des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{a,a}$ (MN/m)	$n_{a,a}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	14363,82	2,33	18	41,81
P2	5800,07	2,33	18	41,53
P3	5954,04	2,33	18	41,54
P4	5104,85	2,33	18	41,47
P5	4740,36	2,33	18	41,43

Tableau XII. 9. Calcul des raideurs transversaux des culées.

Culées	$k_{a,a}$ (MN/m)	$n_{a,a}$	K_P (MN/m)
C1	2,33	9	21,00
C2	2,33	9	21,00

$$K_{transversal} = \Sigma K_{pile} + \Sigma K_{culée}$$

$$\boldsymbol{K_{transversal} = 250,57 \text{ MN/m}}$$

- **Évaluation de la période fondamentale :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{66\,174,33 \times 10^{-4}}{250,57}} = 1,02 \text{ s}$$

- **Calcul de l'accélération spectrale Sa (T ; ξ)**

$$Sa\,(T,\xi) = 2,5.\eta.A.g.S\left(\frac{T_2}{T}\right) \qquad T_2 \leq T \leq 3$$

$$\boldsymbol{Sa\,(T,\xi) = 2,64\ m/s^2}$$

- **Calcul de l'effort total :**

$$\boldsymbol{F = 17\,483,60\ KN.}$$

- **Calcul du déplacement du tablier :**

$$d_{trans} = \left(\frac{1,02}{2\pi}\right)^2 \times 2,64 = \textbf{0,070 m.}$$

- **Répartition des efforts :**

Tableau XII. 10. Calcul des forces transversales sur chaque appui.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (KN)	F_{appui} (KN)
C1	21,00	250,57	17483,6	1465,3
P1	41,81	250,57	17483,6	2922,0
P2	41,53	250,57	17483,6	2909,5
P3	41,54	250,57	17483,6	2910,0
P4	41,47	250,57	17483,6	2906,7
P5	41,43	250,57	17483,6	2904,8
C2	21,00	250,57	17483,6	1465,3
			Somme	17483,6

- **Calcul des déplacements de chaque pile :**

Tableau XII. 11. Calcul des déplacements transversaux des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
P1	14363,82	2922,0	0,00020
P2	5800,07	2909,5	0,00050
P3	5954,04	2910,0	0,00049
P4	5104,85	2906,7	0,00057
P5	4740,36	2904,8	0,00061

$$d_{pile} = \frac{F_{appui}}{K_{fut}}$$

Note : le déplacement longitudinal des culées est nul ($d_{culée}$ = 0 m).

XII.2.4 Séisme vertical :

Pour les zones de forte sismicité, les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme, selon RPOA 2008.

Lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé. Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'E.L.U.

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de guider le tablier de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui (R) peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R = a \times b \times \mu \times L.$$

Avec :

- L : la longueur de la travée principale.
- μ : la masse linéique du tablier comprenant les équipements.
- a : c'est un paramètre qui caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet (a = 4,38).
- b : c'est un paramètre qui quantifie la réaction d'appui en fonction de nombre des travées

On a : $\begin{cases} b = 0{,}24 & pour\ les\ deux\ cuées. \\ b = 0{,}64 & pour\ les\ piles\ 1\ et\ 5. \\ b = 0{,}9 & pour\ les\ piles\ 2, 3\ et\ 4. \end{cases}$

Donc :

$$\begin{cases} \boldsymbol{R = 991{,}39\ KN} & pour\ les\ deux\ cuées. \\ \boldsymbol{R = 2643{,}70\ KN} & pour\ les\ piles\ 1\ et\ 5. \\ \boldsymbol{R = 3717{,}71\ KN} & pour\ les\ piles\ 2, 3\ et\ 4. \end{cases}$$

XII.2.5 Combinaison des efforts :

Les combinaison des forces sismiques orthogonales est employé pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E =, dû à l'application simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de ma manière suivante :

$$\begin{cases} E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{cases}$$

Tableau XII. 12. Combinaisons des efforts.

Appui	E_x(KN)	E_y(KN)	E_z(KN)	E_1(KN)	E_2(KN)	E_3(KN)
C1	1833,83	1 465,28	991,39	2 570,83	2 312,85	1 981,12
P1	2717,49	2 922,02	2643,70	4 387,21	4 530,38	4 335,56
P2	1965,62	2 909,50	3717,71	3 953,78	4 614,50	5 180,24
P3	1989,49	2 910,04	3717,71	3 977,82	4 622,20	5 187,57
P4	1848,77	2 906,65	3717,71	3 836,08	4 576,60	5 144,34
P5	1780,87	2 904,83	2643,70	3 445,43	4 232,20	4 049,41
C2	1833,83	1 465,28	991,39	2 570,83	2 312,85	1 981,12

XII.3 VÉRIFICATION AUTOMATIQUE :

Pour notre cas la méthode monomodale est applicable donc on peut se satisfaire des résultats obtenus par cette dernière, mais on vérifie ces résultats par la méthode spectrale réalisé à l'aide du logiciel ROBOT2019.

XII.3.1 Modèle de calcul :

D'après le RPOA : les effets de l'action sismique doivent être déterminé à partir d'un modèle linéaire dynamique complet.

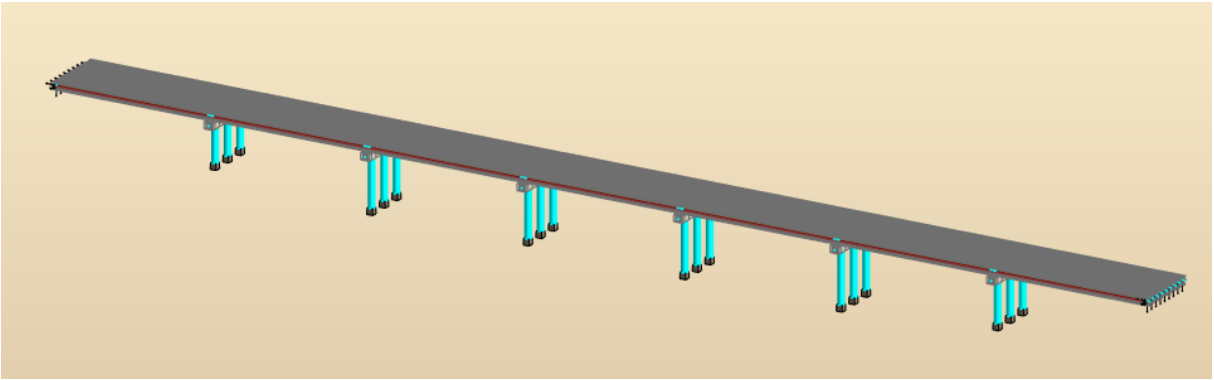


Figure XII. 1. Modèle ROBOT de la méthode spectrale.

XI.3.2 Spectre de réponse :

Le spectre de réponse déjà défini en (XI.2.2), donne le graphe suivant :

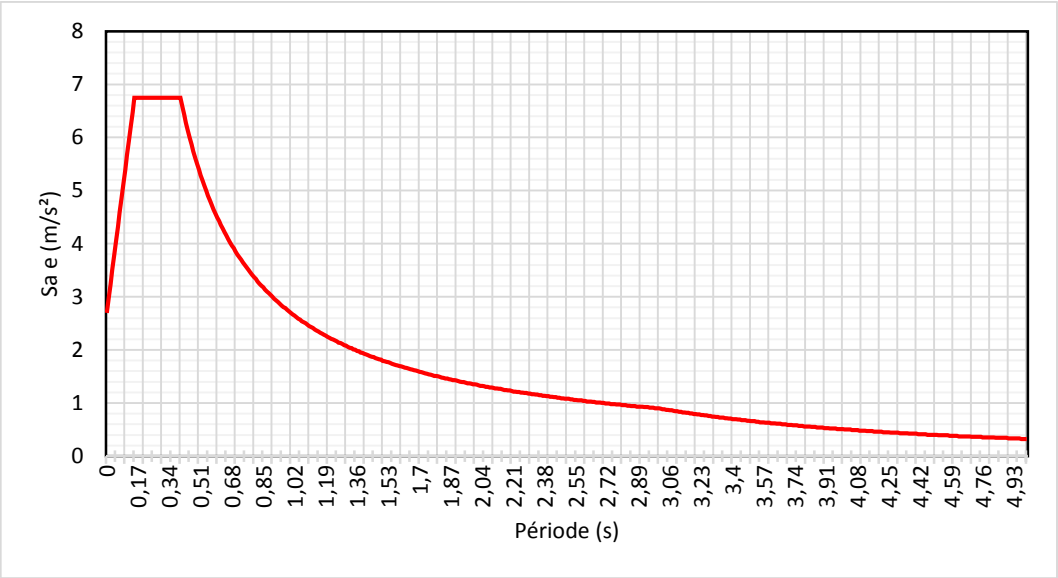


Figure XII. 2. Spectre de réponse.

XII.3.3 Mode significatifs :

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi)c atteint au moins90%de la masse totale du pont M_T

Tableau XII. 13. Modes significatifs.

Modes	Période (s)	Cumul de participation (%)			Participation des masse (%)		
1	1.22	66.841	0.0	0.0	66.841	0.0	0.0
…	…	…	…	…	…	…	…
6	0.996	82.589	48.890	0.0	0.003	21.738	0.0
…	…	…	…	…	…	…	…
60	0.122	100.0	97.880	0.0	0.0	0.0	0.0

Les résultats détaillés sont présentés dans l'annexe G.

XII.3.4 Combinaison des réponses modale :

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun desmodes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

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

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

XII.4 COMPARISON ENTRE LES DEUX METHODES :

- ✓ **Période longitudinale :** $\frac{T(CM)-T(CN)}{\frac{T(CM)+T(CN)}{2}} = \frac{1,28-1,22}{\frac{1,28+1,22}{2}} = \mathbf{4,80}\ \%$

- ✓ **Période transversale :** $\frac{T(CN)-T(CM)}{\frac{T(CM)+T(CN)}{2}} = \frac{1,02-0,996}{\frac{1,02+0,996}{2}} = \mathbf{2,38}\ \%$

On a les deux résultats sont inférieur à 5%, donc ils sont admissibles.

CHAPITRE XIII :

ETUDE DE LA PILE

XIII.1 INTRODUCTION :

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier surtout quand ce dernier est simplement appuyé sur la pile, comme notre cas, et il peut être totalement encastré ou partiellement encastré.

Elle sert principalement à transmettre toutes les charges et surcharges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (en cas de fondations profondes).

XIII.2 CONCEPTION DE LA PILE :

XIII.2.1. Choix de la pile :

Selon le document SETRA, on distingue deux formes de piles les plus utilisées en Algérie :

- Pile voile.
- Pile colonnes (ou poteaux).

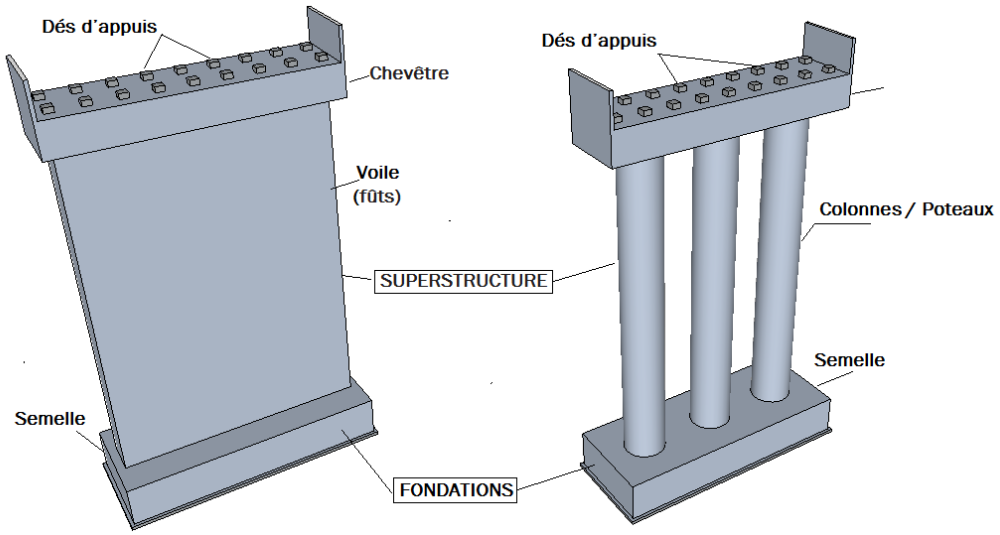


Figure XIII. 1. Exemples de piles.

Pour le choix entre les deux types on prend en considération deux critères :

- L'économie : l'aspect économique est un critère très important, dans la majorité des cas c'est le critère décisif.
- L'esthétique : l'aspect esthétique permet de mieux implanter l'ouvrage dans la nature pour ne pas créer une obstruction visuelle.

Dans notre cas on a contenté de choisir de réaliser des piles colonnes, qui répondent le mieux aux critères de choix.

XIII.2.2. Pré-dimensionnement de la pile :

La pile se compose de trois éléments essentiels :

✓ Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux colonnes.

- Longueur : L = 15,50 m. - Hauteur : H = 1,50 m.
- Largeur : l = 2,10 m.

✓ Colonne :

Nous allons prendre trois colonnes à un diamètre fixe de 1,50 m et un entraxe de 4,00 m.

✓ Semelle :

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 1,60 m.
- Largeur : 6,10 m.
- Longueur : 15,50 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

Le système des fondations, choisi sur la base des actions (statiques et sismiques) et les données géotechniques du terrain, est constitué par des massifs à 10 pieux d'un diamètre de Φ = 1,2m.

XIII.3. IMPLANTATION DES PILES :

Tableau XIII. 1. Implantation et hauteur des piles.

N° pile	PK (Km)	Portée (m)	Côte (m)			H_{moy} colonne (m)	H_{moy} pile (m)
			Projet	TN	Fondation		
P1	25 + 651,870	-	53,601	44,249	41,229	8,50	10,00
P2	25 + 687,970	36,1	53,893	41,312	38,524	11,50	13,00
P3	25 + 724,040	36,1	54,187	41,892	38,9107	11,40	12,90
P4	25 + 760,170	36,1	54,481	41,558	38,6042	12,00	13,50
P5	25 + 796,270	36,1	54,774	41,582	38,605	**12,30**	**13,80**
P6	25 + 832,370	36,1	55,067	44,513	41,496	9,70	11,20

XIII.4. VÉRIFICATION DE LA PILE VIS-À-VIS LE FLAMBEMENT :

La pile à prendre en compte pour effectuer les calculs est la **pile N°05**.

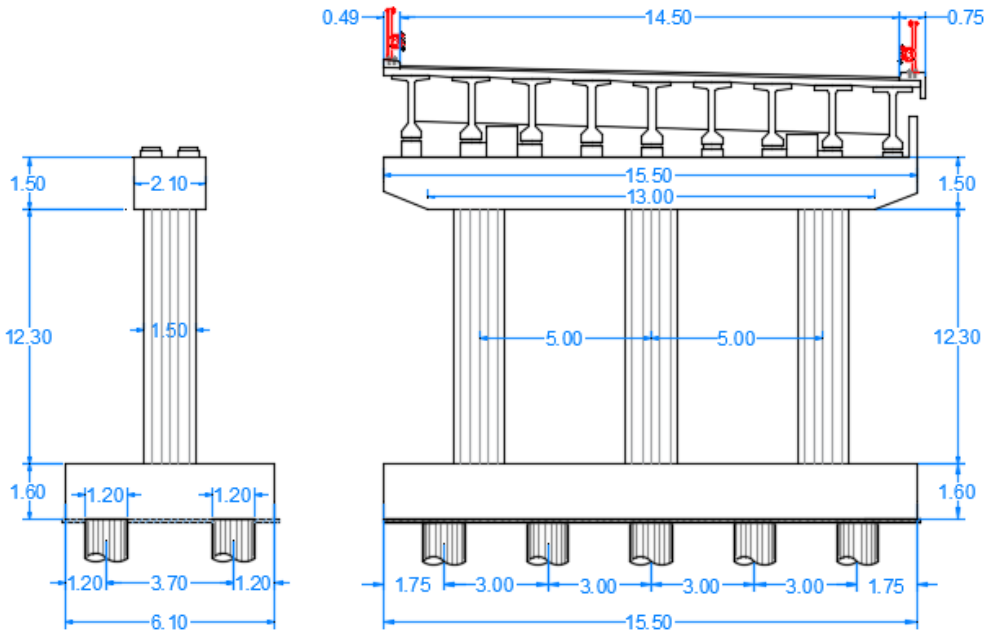


Figure XIII. 2. Coupe transversale et longitudinale sur la pile la plus élevée.

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70}$$

Avec : - $\boldsymbol{l_f}$: longueur de flambement.

- $\boldsymbol{l_f}$ = **0.7.** $\boldsymbol{l_0}$ ($\boldsymbol{l_0}$ est la hauteur de la pile la plus haute **pile 05**)

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$

$i_x = i_y = \sqrt{\frac{\frac{\pi \times D^4}{64}}{\frac{\pi \times D^2}{4}}} = \frac{D}{4}$ = **0.375** ; $l_f = 0.7 \times 12.30 =$ **8. 61** $m.$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_x = \frac{8.61}{0.375}$ = **22,96 < 70**

La condition de non flambement **est vérifiée.**

XIII.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE :

L'évaluation des efforts sur la pile se fait dans trois cas différents :

- 1er cas : cas statique (sans séisme A= 0).
- 2ème cas : cas de séisme horizontal + vertical vers le haut.
- 3ème cas : cas de séisme horizontale + vertical vers le bas.

Comme mentionné dans le **CHAPITRE II** on a **A = 0.25g.**

Donc : $K_h = 0.25.$

$K_v = \pm 0.3 K_h = \pm 0.075$

XIII.5.1 Les efforts statiques :

XIII.5.1.1. Une travée chargée : (le repère est situé à la base de la semelle).

Tableau XIII. 2. Les efforts statiques dans la pile pour une travée chargée.

	charges	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H (m)	$M_{V/O}$ (KN.m)	$M_{H/O}$ (KN.m)
Verticales	Semelle	3782,00	/	0,00	0,80	0,00	/
	Colonne	1630,19	/	0,00	7,75	0,00	/
	Chevêtre	1201,70	/	0,00	14,65	0,00	/
	G Tablier	9358,22	/	0,00	15,40	0,00	/
	Al	1666,98	/	0,55	/	916,84	/
	Bc	1467,96	/	0,55	/	807,38	/
	Mc120	1087,07	/	0,55	/	597,89	/
	D240	1796,57	/	0,55	/	988,11	/
horizontales	Al (freinage)	/	153,63	/	15,40	/	2365,93
	Bc (freinage)	/	150,00	/	15,40	/	2310,00
	Hf+r	/	151,59	/	15,40	/	2334,54
	HT°	/	95,50	/	15,40	/	1470,76

Avec :

- N : effort normal.
- H : effort horizontal.
- e_V : excentricité verticale.
- e_H : excentricité horizontale.
- $M_{V/O}$: moment vertical.
- $M_{H/O}$: moment horizontal.

XIII.5.1.2. Deux travées chargées :

Tableau XIII. 3. Les efforts statiques dans la pile pour deux travées chargées.

	charges	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H(m)	$M_{V/O}$ (KN.m)	$M_{H/O}$ (KN.m)
Verticales	Semelle	3782,00	/	0,00	0,80	0,00	/
	Colonne	1630,19	/	0,00	7,75	0,00	/
	Chevêtre	1201,70	/	0,00	14,65	0,00	/
	G Tablier	9358,22	/	0,00	15,40	0,00	/
	Al	2240,46	/	0,00	/	0,00	/
	Bc	1591,39	/	0,00	/	0,00	/
	Mc120	1139,84	/	0,00	/	0,00	/
	D240	2118,86	/	0,00	/	0,00	/
horizontales	Al (freinage)	/	94,84	/	15,40	/	1460,54
	Bc (freinage)	/	150,00	/	15,40	/	2310,00
	Hf+r	/	151,59	/	15,40	/	2334,54
	HT°	/	95,50	/	15,40	/	1470,76

Vu que notre ouvrage est considéré urbain, on doit rajouter 20% des charge d'exploitation au charges permanentes. Ceci selon le RPOA.

$$E_{Max} = G + 0,2 \times Max(Q)$$
$$E_{Min} = G + 0,2 \times Min(Q)$$

Tableau XIII. 4. Les efforts sur pile provenant du tablier.

	Emax	Emin
N (MN)	9,72	9,58
V(MN)	0,22	0,22
ML(MN.m)	3,04	3,03

XIII.5.1.3. Les combinaisons des charges :

Tableau XIII. 5. Les combinaisons de charges à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	21562,36	290,61	4475,32	0,00	4475,32
1.35G+1.6Al+0.9T	24229,52	536,42	8260,80	1466,94	9727,75
1.35G+1.6B+0.9T	23911,10	530,61	8171,32	1291,81	9463,13
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23987,73	290,61	4475,32	597,89	5073,21
1.35G+1.35D240+0.9T	21562,36	290,61	4475,32	988,11	5463,43

Tableau XIII. 6. Les combinaisons de charges à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	15972,12	208,90	3217,00	0,00	3217,00
G+1.2Al+0.6T	17972,49	393,25	6056,11	1100,21	7156,32
G+1.2Bc+0.6T	17733,67	388,90	5989,00	968,86	6957,86
G+Mc120+0.6T	17059,19	208,90	3217,00	597,89	3814,89
G+D240+0.6T	17768,69	208,90	3217,00	988,11	4205,12

XIII.5.2. Les efforts sismiques :

XIII.5.2.1. Les efforts sismiques dus à la pile :

- La période T : $T = 1{,}784\sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$ (A est la section équivalente de l'appui).
- Le spectre : $Sa\,(T,\xi) = A.g.S\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right)$ (étant $0 \le T \le T_1$).
- L'effort résultant : $E = Sa \times M$.
- La masse : $M = M_{Fût} + M_{chevêtre}$ = 42 831,90 KN.

Note : Pour le calcul du spectre vertical on a S = 1.

Le repère est pris à la base de la colonne.

Tableau XIII. 7. Récapitulatif du calcul sismique de la pile.

Composante / Résultats	longitudinale	transversale	verticale
T (s)	0,261	0,024	0,261
Sa (m/s²)	9,74	3,34	8,86
Effort (MN)	2,76	0,95	2,51
Excentricité (m)	6,15	6,15	0,00
Moment (MN.m)	17,00	5,82	0,00

XIII.5.2.2. Les efforts sismiques dus au tablier :

Tableau XIII. 8. Les efforts sismiques sur pile dus au tablier.

Composante / Résultats	longitudinale	transversale	verticale
Effort (MN)	1,78	2,90	1,52
Excentricité (m)	12,30	12,30	0,00
Moment (MN.m)	21,90	35,61	0,00

XIII.5.2.3. Les efforts sismique totales :

$$E_{Total} = \sqrt{E_{Pile}{}^2 + E_{tab}{}^2}$$

Tableau XIII. 9. Les efforts sismiques totales sur piles.

	E_{Long}	E_{Trans}	E_{Ver}
H_{Long} (MN)	3,28	0,00	0,00
H_{Trans}(MN)	0,00	3,06	0,00
M_{Long} (MN.m)	27,71	0,00	0,00
M_{Trans} (MN.m)	0,00	36,20	0,00
N (MN)	0,00	0,00	2,93

XIII.5.3. Combinaison des directions :

$$\begin{cases} E_1 = E_{Long} + 0{,}3 \times (E_{Trans} + E_{Ver}) \\ E_1 = E_{Trans} + 0{,}3 \times (E_{Long} + E_{Ver}) \\ E_1 = E_{Ver} + 0{,}3 \times (E_{Trans} + E_{Long}) \end{cases}$$

Tableau XIII. 10. Combinaison des directions.

	E_1	E_2	E_3
H_{Long} (MN)	3,28	0,99	0,99
H_{Trans}(MN)	0,92	3,06	0,92
M_{Long} (MN.m)	27,71	8,31	8,31
M_{Trans} (MN.m)	10,86	36,20	10,86
N (MN)	0,88	0,88	2,93

XIII.5.4. Combinaison d'actions au pied de la pile :

- $1 : E_1 + R_{Max} + PP_P$
- $2 : E_2 + R_{Max} + PP_P$
- $3 : E_3 + R_{Max} + PP_P$
- $4 : -E_1 + R_{Min} + PP_P$
- $5 : -E_2 + R_{Min} + PP_P$
- $6 : -E_3 + R_{Min} + PP_P$

Avec :
- E : l'effort sismique.
- R : l'effort statique.
- PP : poids propre de la pile

Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Tableau XIII. 11. Combinaison d'actions au pied de la pile.

	1	2	3	4	5	6
H_{Long} (MN)	3,50	1,21	1,21	3,06	0,77	0,77
H_{Trans}(MN)	0,92	3,06	0,92	0,92	3,06	0,92
M_{Long} (MN.m)	30,75	11,36	11,36	30,75	11,36	11,36
M_{Trans} (MN.m)	10,86	36,20	10,86	10,86	36,20	10,86
N (MN)	13,43	13,43	15,48	11,67	11,67	9,61

XIII.6. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE :

XIIII.6.1. Ferraillage du chevêtre :

La modélisation du chevêtre est faite avec le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019.

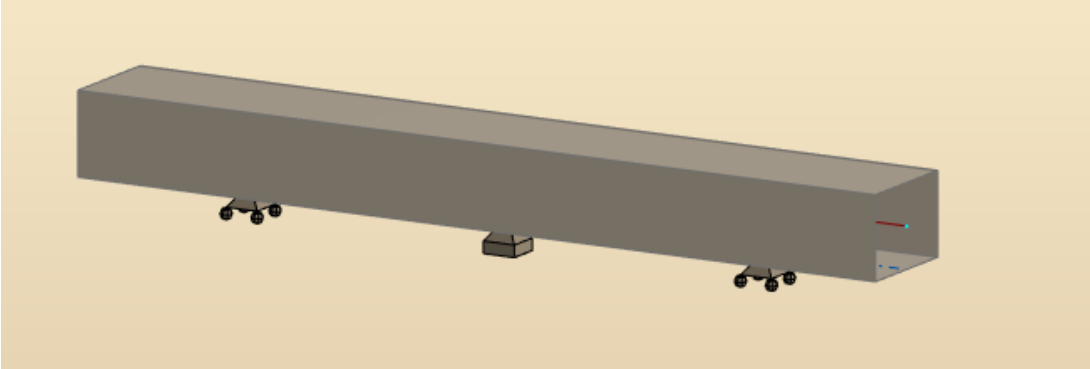


Figure XIII. 3. Modèle ROBOT du chevêtre.

Les résultats sont comme suite :

Moment fléchissant :

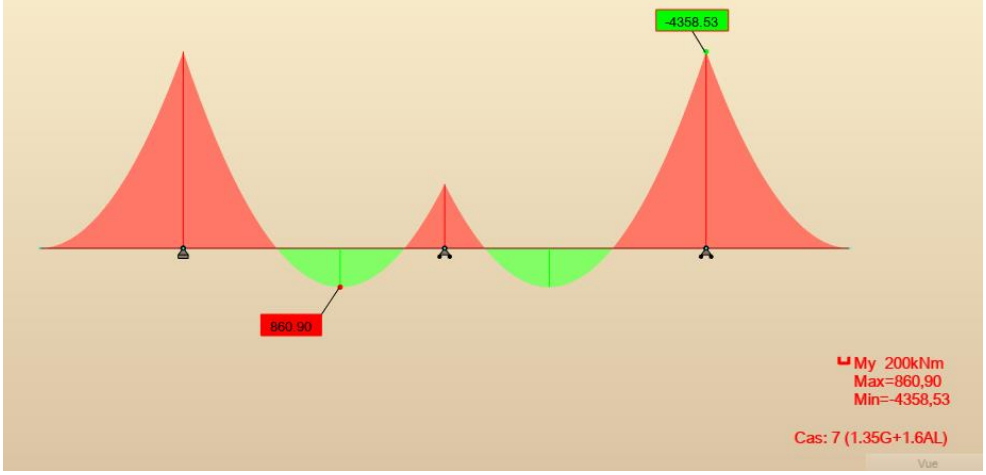


Figure XIII. 4. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELU.

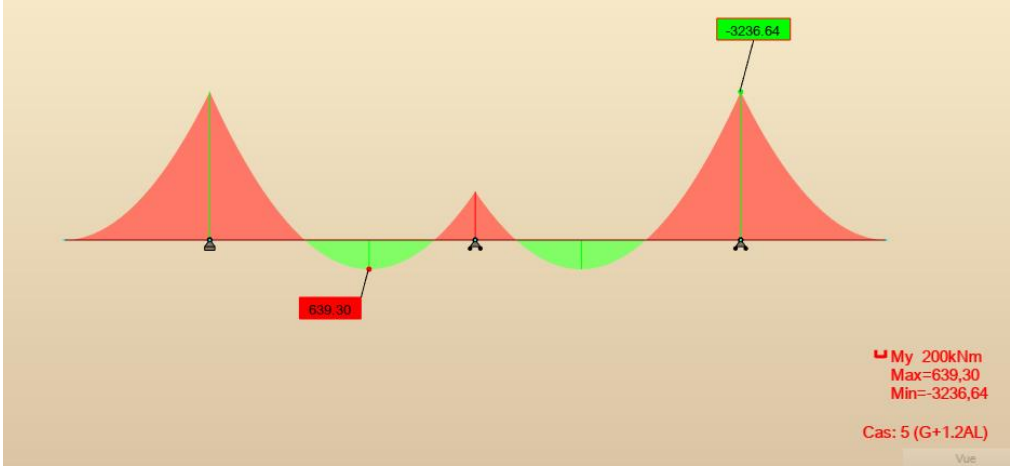


Figure XIII. 5. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELS.

Effort tranchant :

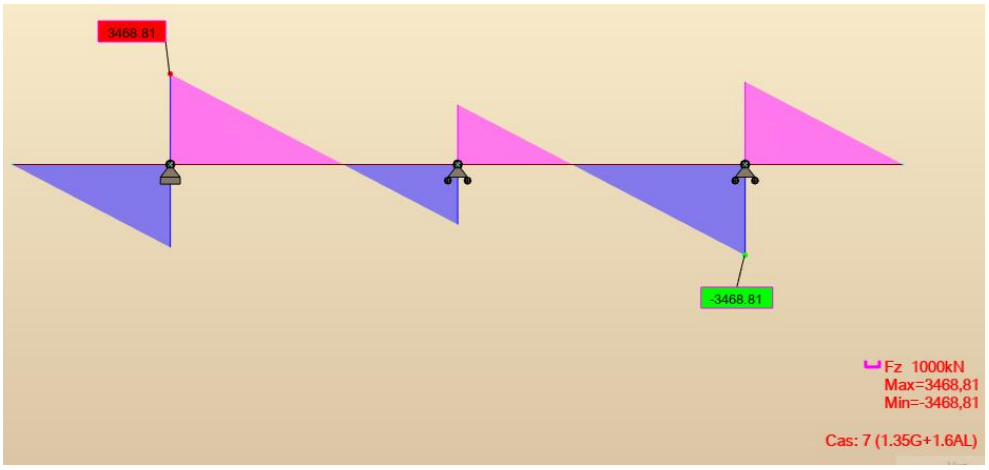


Figure XIII. 6. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELU.

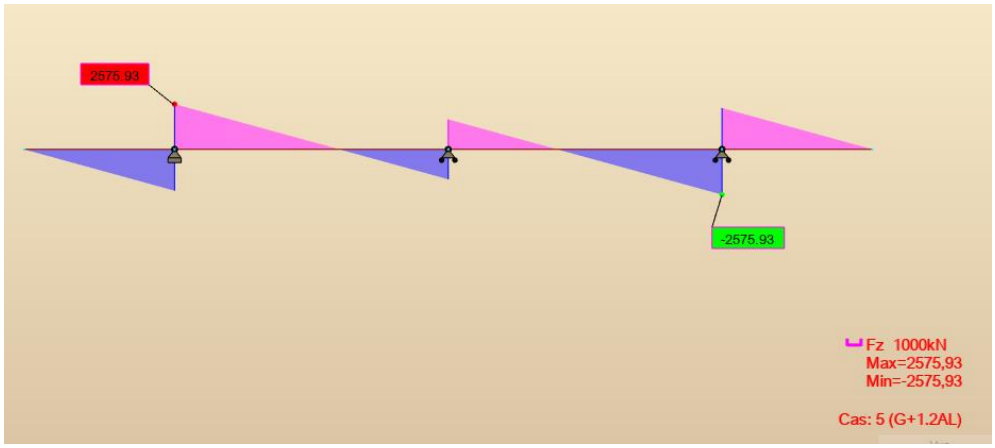


Figure XIII. 7. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELS.

Calcul de ferraillage :

Tableau XIII. 12. Calcul de ferraillage principale du chevêtre.

	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)		As (cm^2)	Armature	Espacement (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS			
Nappe supérieure	4358,53	3226,64	3458,81	2575,93	99,1	HA32	15
Nappe inférieure	860,90	639,30	3458,81	2575,93	84,1	HA32+HA25	15

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 10 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

Enfin il faut déterminer le ferraillage latéral nécessaire pour résister aux efforts de torsion.

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie lorsqu'une seule travée est chargée durant la construction de l'ouvrage ou lorsqu'une seule travée est chargé des efforts de trafic. Cette excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est **e = 0.55 m.**

On considère une section rectangulaire, comme le montre la figure XII. 8, ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

$$\begin{cases} L_t = L_c & si \quad L_c \leq \emptyset + h_c \\ L_t = \emptyset + h_c & si \quad L_c > \emptyset + h_c \end{cases}$$

On a : $\emptyset + h_c = 3\ m.$

Donc :
- $L_t = L_c = 1{,}5\ m.$
- $h_c = 1{,}5\ m.$
- $\emptyset = 1{,}5\ m.$

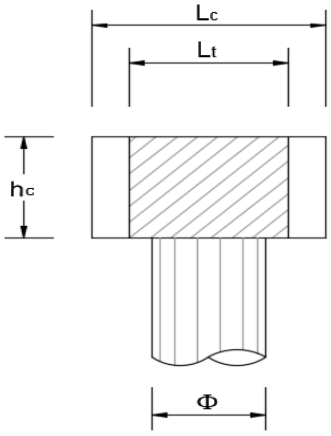


Figure XIII. 8. Notations de calcul de la contrainte tangente.

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

- b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ($b_n = \frac{H_c}{6} = 0{,}25\ m$).
- Ω : l'aire de la torsion ($\Omega = (h_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 2{,}31\ m^2$).
- C : moment de torsion maximal par ml.

L'évaluation du moment de torsion se fait pour les deux phases :

i. Phase de construction :

$$C_1 = \frac{P_g \times e}{L}$$

- P_g étant le poids du tablier ($P_g =$ 7949,99 KN).
- L c'est la longueur du chevêtre (L = 15,5 m).

A.N : $C_1 = 141{,}05\ KN.m/ml.$

ii. Phase de service :

$$C_2 = \frac{P_{sur} \times e}{L}$$

- P_{sur} étant la réaction maximale des surcharge de trafic (P_{sur}= 1555,20 KN).

A.N : $C_2 = 55{,}18\ KN.m/ml.$

D'où : $C = \max(C_1; C_2) = 141{,}05\ KN.m/ml.$

$$A_S = \frac{1}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

- P : périmètre de l'aire de torsion Ω ($P = 2(h_c + L_c - b_n) =$ 6,7 m).
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte admissible de l'acier ($\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} fe = 333{,}33\ MPa$).

A.N : $\boldsymbol{A_S = 6{,}13\ cm^2}$.

On opte pour **5HA14** (7,71 cm²).

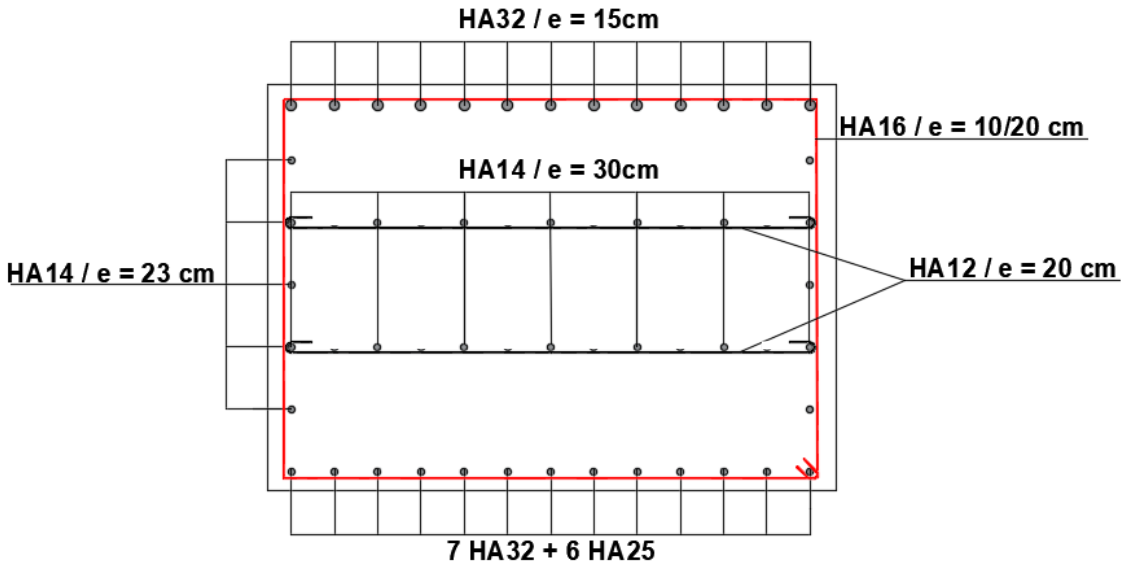


Figure XIII. 9. Croquis de ferraillage du chevêtre.

XIII.6.2. Ferraillage de la colonne :

Les efforts sollicitant la colonne (fut) sont comme suite :

- A l'ELS :

  M_{max} = 2 175,70 KN.m N_{cor} = 4 650,56 KN.

  T_{max} = 131,08 KN N_{cor} = 4 650,56 KN.

- A l'ELU :

  M_{max} = 2 956,49 KN.m N_{cor} = 6 374,61 KN.

  T_{max} = 178,81 KN N_{cor} = 6 374,61 KN.

- A l'ELA :

  M_{max} = 12 066,80 KN.m N_{cor} = 4 476,62 KN.

  T_{max} = 1 168,18 KN N_{cor} = 4 476,62 KN.

Après le calcul des moments fléchissant on ferraille le fut selon le logiciel ROBOT EXPERT 2010 **(Voir annexe E).**

As = 403,7 cm².

Donc on prend **52HA32** (418,21 cm²).

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 15 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

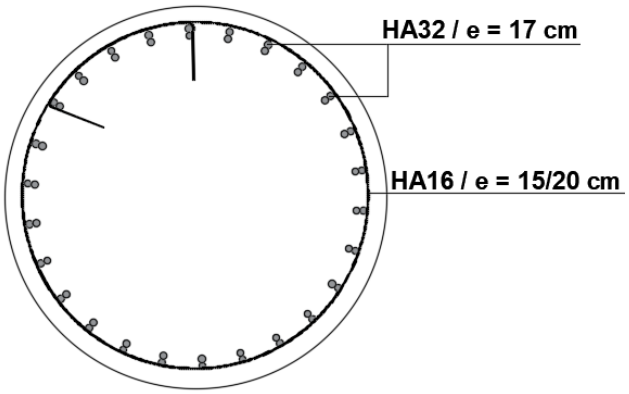


Figure XIII. 10. Croquis de ferraillage de la colonne.

XIII.7. ETUDE DE LA SEMELLE :

XIII.7.1. Choix de type des fondation :

Le choix de type repose principalement sur les résultats des rapports de sol, ce dernier montre qu'on a besoin des fondations profonde.

Ce type de fondation est composé d'une semelle et des pieux.

XIII.7.2. Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous pile sont :

- Epaisseur : h = 1,60 m.
- Largeur : l = 6,10 m.
- Longueur : L = 15,50 m.

XIII.7.3. Evaluation des efforts :

XIII.7.3.1. Les efforts statiques :

Résumé dans les tableaux XII. 5 et XII.6 pages 102 et 103.

XIII.7.3.2. Les efforts sismiques :

Tableau XIII. 13. Les efforts sismiques sur la culée.

	N (MN)	H_L (MN)	H_T(MN)	e_V (m)	e_H (m)	M_V (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
Semelle	0,28	0,95	0,95	1,60	1,60	0,00	0,76	0,76
Pile	2,51	2,76	0,95	0,00	7,75	0,00	21,4	7,33
Tablier	2,64	1,78	2,90	0,00	13,90	0,00	24,75	40,38

Note : Le repère est pris à la base de la colonne.

Tableau XIII. 14. Les combinaisons des directions des efforts sur la semelle.

	E_1	E_2	E_3
H_{Long} (MN)	3,42	1,03	1,03
H_{Trans}(MN)	0,96	3,20	0,96
M_{Long} (MN.m)	32,72	9,82	9,82
M_{Trans} (MN.m)	12,31	41,04	12,31
N (MN)	1,10	1,10	3,66

Donc les résultats des combinaison d'actions est résumé dans le tableau suivant :

Tableau XIII. 15. Combinaisons d'actions sur semelle.

	E1	E2	E3	E4	E5	E6
H_{Long} (MN)	3,64	1,25	1,25	3,20	0,81	0,81
H_{Trans}(MN)	0,96	3,20	0,96	0,96	3,20	0,96
M_{Long} (MN.m)	35,79	12,88	12,88	29,65	6,75	6,75
M_{Trans} (MN.m)	12,31	41,04	12,31	12,31	41,04	12,31
N (MN)	13,93	13,93	16,49	11,74	11,74	9,18

XIII.7.3.3. Les réaction revenant à chaque pieux :

Le calcul des réactions de chaque pieux se fait par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{Myi}{\Sigma yi^2}$$

Tel que :

- n : nombre des pieux.
- y : nombre des pieux dans chaque fil.
- i : excentricité du fil de pieux.

On résume les résultats de calcul dans les tableaux suivants :

Tableau XIII. 16. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELS et à l'ELU.

E L S		E L U	
R_1 (KN)	**R_2 (KN)**	**R_1 (KN)**	**R_2 (KN)**
1418,49	1775,93	1907,61	2404,86
1399,68	2194,82	1882,52	2963,38
1386,82	2159,91	1865,38	2916,84
1493,98	1917,86	2116,93	2680,62
1543,25	2010,49	1852,71	2459,76

Tableau XIII. 17 . Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELA.

E L A	
R_1 (KN)	**R_2 (KN)**
3381,04	-595,11
2108,60	677,34
2364,47	933,22
2821,14	-473,85
1548,69	798,60
1292,82	542,73

X.III.7.4. Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage de la semelle on applique la méthode des bielles, donc on doit vérifier les conditions d'application de cette méthode, qui sont :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

- H = 1,7 m.
- h = H – 0,1 = 1,6 m.
- b = 1,5 m.
- L = 3,7 m.
- Φ = 1,2 m.
- $Tg(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$

A.N : $\begin{cases} \alpha = 47{,}35° \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}48\ m \end{cases}$

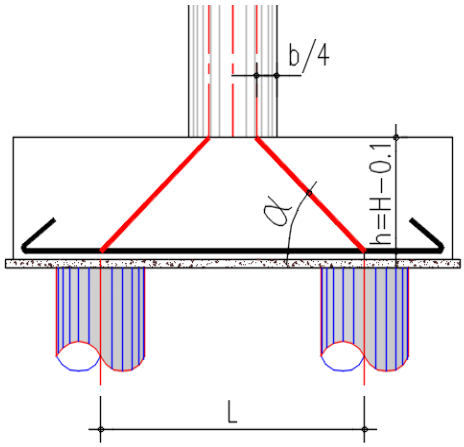


Figure XIII. 11. Notations de calcul pour la méthode des bielles.

Les conditions sont vérifiées, donc la méthode des bielles est applicable dans notre cas.

- **Armatures transversales inférieures :**

Le calcul de la section d'armature transversale inférieure se fait à travers la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

On résume les résultats de calcul à chaque état limite dans le tableau suivant :

Tableau XIII. 18. Calcul de ferraillage principale de la semelle au déférents états limites.

L'état limite	Nmax (MN)	As (cm²)
E L S ($\overline{\sigma_s} = 333{,}33\ MPa$)	2,32	68,37
E L U ($\overline{\sigma_s} = 434{,}78\ MPa$)	2,96	67,02
E L A ($\overline{\sigma_s} = 500\ MPa$)	3,38	66,49

D'où : $A_s = 68{,}37\ cm^2$ ce ferraillage sera réparti sur une bande ''L'' axée sur le pieux tel que : $L = \Phi + H = 2{,}9\ m$. Ce qui donne : $A_s = 21{,}67\ cm^2/ml$.

Tableau XIII. 19. Calcul de ferraillage totale de la semelle.

Les armatures	Section d'armatures (cm²/ml)
Longitudinales inférieurs	$\frac{A_s}{2} = 10{,}83$
Transversales supérieurs	$\frac{A_s}{3} = 7{,}22$
Longitudinales supérieurs	$\frac{A_s}{4} = 5{,}42$
Latérales	$\frac{A_s}{10} = 2{,}17$

Selon le RPOA on a pour la zone IIa :

$$\begin{cases} 0{,}15\% < \rho_g < 1{,}5\% & \text{pour les armatures sollicitées en traction} \\ 0{,}1\% < \rho_g & \text{pour les armatures sollicitées en compression} \end{cases}$$

Pour notre cas : $\begin{cases} 24\ cm^2 < As_{Tract} < 240 cm^2 \\ 16\ cm^2 < As_{Compr} \end{cases}$

Tableau XIII. 20. Le ferraillage retenu de la semelle.

Les armatures	Section d'armatures (cm²/ml)	Choix des barres
Transversales inférieurs	24	5HA25 (24,54 cm²/ml)
Longitudinales inférieurs		
Transversales supérieurs	16	2HA25 + 3HA20 (19,24 cm²/ml)
Longitudinales supérieurs		
Latérales	2,4	3HA14 (4,62 cm²/ml)

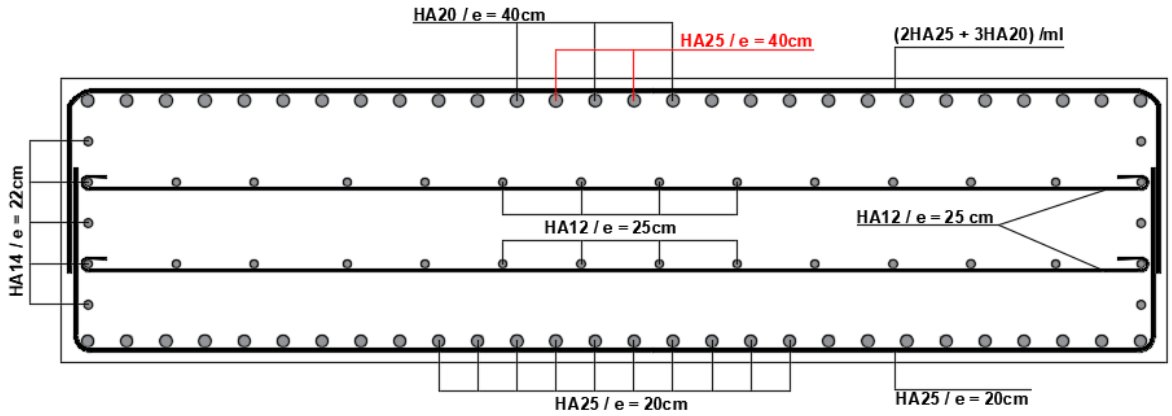


Figure XIII. 12. Croquis de ferraillage de la semelle sur piles.

XIII.8. ETUDE DES PIEUX :

X.III.8.1. Vérification des pieux :

Pour que la portance des pieux soit vitrifiée il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} R_{max} < Qc_{adm} \\ R_{min} > Qt_{adm} \end{cases}$$

Qc : contrainte de compression.
Qt : contrainte de traction.

Tableau XIII. 21. Vérification des pieux.

	R (KN)	Q_{adm} (KN)	Remarque
E L S	R_{max} = 2194,82	5641,25	✓ Vérifiée
	R_{min} = 1399,68	0	✓ Vérifiée
E L U	R_{max} = 2963,38	7740,02	✓ Vérifiée
	R_{min} = 1852,71	0	✓ Vérifiée
E L A	R_{max} = 3381,04	7525,02	✓ Vérifiée
	R_{min} = -545,11	-946,06	✓ Vérifiée

XIII.8.2. Ferraillage des pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle du 4ème ordre suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_U b_y = 0.$$

- **b** : diamètre du pieu.
- **C_U** : module de réaction du sol.
- **y** : déplacement en tête du pieu.

Cette équation a 'α : la longueur élastique du pieu' pour solution, tel que :

$$\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

On calcul donc le coefficient d'amortissement de WERNER $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4E \times I}}$.

- ✓ b : diamètre du pieux (b = 1,2 m).
- ✓ Cu : module de réaction du sol ($Cu = 36MPa$).
- ✓ E = 190 000 MPa et I = 0,102 m^4.

$\lambda = 0{,}238 \longrightarrow \lambda \times L = 5{,}71$ (L : profondeur du pieux L = 24m).

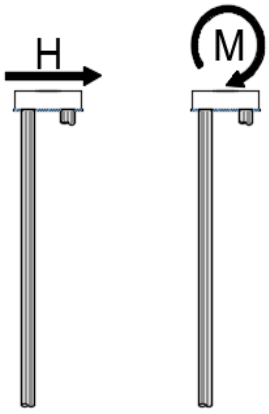


Figure XIII. 13. Système statique et chargement des pieux.

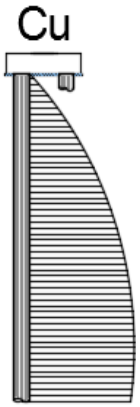


Figure XIII. 14. Evolution de Cu dans les pieux.

Tableau XIII. 22. La partie utilisée des tableaux de WERNER.

$\lambda \times L$	4	6
χ_{ep}	-1,26	-1,45
χ_{em}	1,54	1,65

L'interpolation pour $\lambda \times L = 5{,}71$ donne les résultats suivants :

$$\chi_{ep} = -1{,}42 \quad \text{et} \quad \chi_{em} = 1{,}63.$$

Il reste donc de calculer le moment : $\bar{M} = -\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

Tableau XIII. 23. Les sollicitations sur les pieux.

	$\bar{P}$ (KN)	$\bar{M}$ (KN.m)	Ncor (KN)
E L S	39,33	149,21	1229,09
E L U	53,64	203,53	1852,71
E L A	363,79	1380,32	-828,06
			188,52

Avec les résultats obtenus et à l'aide de Robot expert on a : **As = 113,1 cm²** avec $\rho = 1\%$

Avec la section d'armature minimale ($\rho = 1\%$) est respectée.

Donc : on prend **24 HA25** (As = 117,81 cm²).

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 10 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

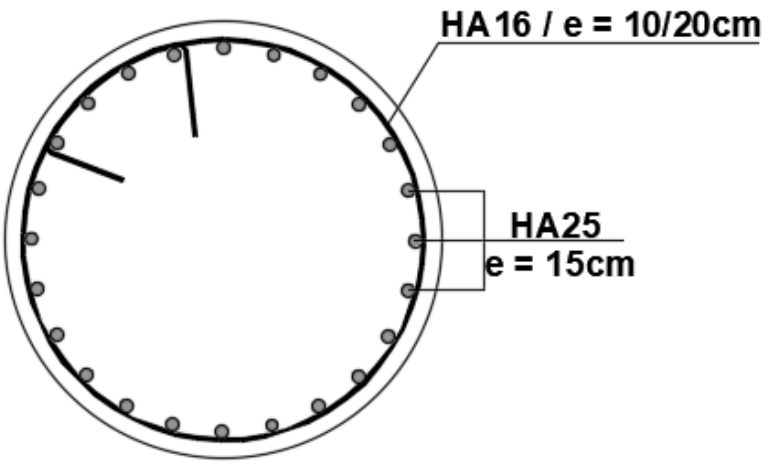


Figure XIII. 15. Croquis de ferraillage des pieux sur piles.

CHAPITRE XIV :

ETUDE DE LA CULEE

XIV.1 INTRODUCTION :

La culée est un élément fondamental dans l'infrastructure d'un pont qui a pour rôle d'assurer la continuité de la chaussée, et supporter à la fois les charges et surcharges du tablier, et la poussée des terres due au remblai et surcharges sur remblai.

Et donc la culée joue le rôle d'un appui extrême et d'un mur de soutènement à la fois.

Il existe deux types de culée, les culées remblayées et les culées enterrées le critère de choix de types de culée est basé sur la nature du sol de fondation, ou les données géotechniques du site de projet.

XIV.2 CONCEPTION DE LA CULEE :

XIV.2.1 Choix de type de culée :

Le type de culée choisi pour notre ouvrage est les culées remblayées fondées sur pieux de hauteur d''environ 9 m, dont les éléments constructifs :

Un mur frontal, mur garde-grève et un mur en retour (vue que les deux culées gauche et droite sont très proche entre eux on a opté seulement pour des murs en retour extérieurs).

XIV.2.2 implantation des culées :

Tableau XIV. 1. Implantation des culées.

	Culée 01	Culée 02
Point kilométrique	25+616.620	25+869.320
Cote terrain naturel (m)	44,441	46,538
Cote de projet (m)	53.307	55.361
Cote de fondation (m)	42,841	45,038

XIV.2.3 Pré-dimensionnement de la culée :

La culée prise en considération pour l'étude est celle au **PK25+616.620.**

Tableau XIV. 2. Caractéristiques géométriques de la culée en question.

élément	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
Mur frontal	6,50	15,59	1,50
Mur garde grève	2,28	15,59	0,42
Mur en retour	8.78	/	0,80
Dalle de transition	0,30	14,74	4,00
Corbeau	/	14,79	/
Semelle	1,60	15,80	6,10

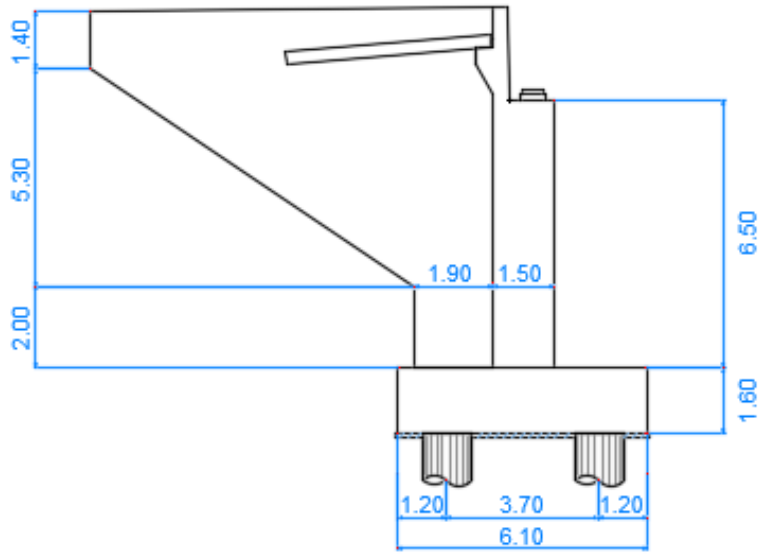


Figure XIV. 1. Coupe longitudinale sur culée.

XIV.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA CULÉE :

XIV.3.1 Les efforts statiques :

Tableau XIV. 3. Les efforts statiques sur la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H (m)	$M_{V/O}$ (KN.m)	$M_{H/O}$ (KN.m)
Semelle	3855,20	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur frontal	3800,06	/	0,00	4,85	0,00	/
Dalle de transition	221,10	/	-0,90	7,79	-199,61	/
Mur en retour	971,82	/	-4,09	7,33	-3969,97	/
Corbeau	111,37	/	-1,05	8,86	-117,25	/
Mur garde-grève	358,76	/	-0,55	9,24	-197,97	/
Poids des terres	3879,84	/	-1,70	5,44	-6613,18	/
Poids des terres sur DDT	377,95	/	-1,73	10,00	-653,74	/
Poussée des terres	/	4780,62	/	3,46	/	16540,94
Poussée sur 10kN/m²	/	511,73	/	5,19	/	2655,90
LES EFFORTS DUS AU TABLIER						
R (G)	4679,11	/	0,24	/	1099,59	/
R (Al)	1666,98	/	0,24	/	391,74	/
R (Bc)	1467,96	/	0,24	/	344,97	/
R (Mc120)	1087,07	/	0,24	/	255,46	/
R (D240)	1796,57	/	0,24	/	422,19	/
Hf+r	/	75,80	/	8,10	/	613,95
HT°	/	47,75	/	8,10	/	386,79
Freinage Al	/	153,63	/	8,10	/	1244,42
Freinage Bc	/	150,00	/	8,10	/	1215,00

Avec :

Le poids des terres amont est le poids des terres sur la semelle sous la dalle de transition.

$$Poussée_{terres} = \frac{\rho_{sol} \times k_a \times L \times H^2}{2}$$

$$Poussée_{sur\ 10KN} = k_a \times L \times H \times (10KN/m^2)$$

XIV.3.1.1 Combinaison des efforts statiques totales :

$$\begin{cases} G + D + 0.4T + 0.2Q(man) \\ G + D + 0.4T + 0.2Q(min) \end{cases}$$

Tableau XIV. 4. Combinaison des efforts statique totales.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)
Total max	18551,32	125,62	-10601,03	1017,55
Total min	18409,42	124,90	-10567,69	1011,67

XIV.3.1.2 Les combinaisons des charges statiques :

Tableau XIV. 5. Combinaison des charges statiques à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	24559,21	6599,14	23507,22	-14380,37	9126,85
1.35G+0.9T+1.6Q	24559,21	7417,91	27756,66	-14380,37	13376,29
1.35G+0.9T+1.6A(l)	27226,38	6844,95	25498,29	-13753,59	11744,70
1.35G+0.9T+1.6Bc	26907,95	6839,14	25451,22	-13828,42	11622,81
1.35G+0.9T+1.35Mc120	26026,76	6599,14	23507,22	-14035,50	9471,73
1.35G+0.9T+1.35D240	26984,58	6599,14	23507,22	-13810,41	9696,81

Tableau XIV. 6. Combinaison des charges statiques à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	18192,01	4885,07	17386,97	-10652,13	6734,84
G+0.6T+1.2Q	18192,01	5499,15	20574,05	-10652,13	9921,92
G+0.6T+1.2A(l)	20192,39	5069,43	18880,27	-10182,04	8698,23
G+0.6T+1.2Bc	19953,56	5065,067	18844,97	-10238,16	8606,81
G+0.6T+Mc120	19279,08	4885,07	17386,97	-10396,66	6990,31
G+0.6T+D240	19988,58	4885,07	17386,97	-10229,93	7157,04

XIV.3.2 Les efforts sismiques :

L'évaluation des charges sismique se fait dans deux cas différents,

- Cas de séisme horizontal + vertical vers le haut (K_h + K_v).
- Cas de séisme horizontal +vertical vers le bas (K_h - K_v).

Avec K_h et K_v définit dans le chapitre précédant (étude de la pile).

XIV.3.2.1 Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :

D'après RPOA2008, la poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ. Où généralement la butée et le poids des terres qui se trouve devant le mur sont négligés.

La poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres qui s'exerce à mi-hauteur de la paroi.

Dans les conditions sismique, le coefficient de la poussée est déterminier comme suit :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi).\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta).\cos(\beta)}}\right]}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

H : la huteur du mur.

ρ_{sol} : le poids volumique de sol (18KN/m^3).

φ : angle de frottement interne de remblai sans cohésion (30°).

β : angle du talus avec l'horizontale (0°).

Tableau XIV. 7. Calcul de K_{ad} pour les deux cas.

Séisme horizontal + vertical vers le haut				Séisme horizontal + vertical vers le bas			
K_h	K_v	θ (°)	K_{ad}	K_h	K_v	θ (°)	K_{ad}
0,25	0,075	13,09	0,50	0,25	-0,075	15,12	0,54

XIV.3.2.2 Évaluation des efforts sismiques dus à la culée :

Tableau XIV. 8. Les efforts sismiques dus à la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H (m)	$M_{V/O}$ (KN.m)	$M_{H/O}$(KN.m)
Semelle	284,40	948,00	0,00	0,80	0,00	758,40
Mur frontal	285,00	950,02	0,00	4,85	0,00	4607,58
Dalle de transition	16,58	55,28	-0,90	7,79	-14,97	430,36
Mur en retour	72,89	242,95	-4,09	7,33	-297,75	1780,22
Corbeau	8,35	27,84	-1,05	8,86	-8,79	246,63
Mur garde-grève	26,91	89,69	-0,55	9,24	-14,85	828,89
Poids des terres	290,99	969,96	-1,70	5,44	-495,99	5272,12
Poids des terres sur DDT	28,35	94,49	-1,73	10,00	-49,03	944,66
La somme	**1013,47**	**3378,22**	/	/	**-881,38**	**14868,86**

Avec : $\begin{cases} N_{sismique} = N_{statique} \times K_v \\ H_{sismique} = N_{statique} \times K_h \end{cases}$

XIV.3.2.3 Évaluation des efforts sismiques dus à la poussée dynamique du sol :

Tableau XIV. 9. Les efforts sismiques dus à la poussée dynamique du sol.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_H (m)	$M_{H/O}$ (KN.m)
F_{ad} max (1+ K_v)	0	7739,87	3,460	26779,94
F_{ad} min (1- K_v)	0	7140,23	3,460	24705,19

Avec : $\boldsymbol{F_{ad} = \frac{1}{2}\rho_{sol}(1 \pm K_v) \times H^2 K_{ad}}$

XIV.3.2.4 Les efforts sismiques dus à la culée et la poussée dynamique du sol:

Tableau XIV. 10. Efforts sismiques dus à la culée et la poussée dynamique du sol.

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	11118,09	41648,80
CAS 2	0,00	10518,45	39574,05
CAS 3	1013,47	0,00	-881,38

XIV.3.2.5 Évaluation des efforts sismiques dus au tablier :

Tableau XIV. 11. Efforts sismiques dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H (m)	$M_{V/O}$(KN.m)	$M_{H/O}$(KN.m)
Séisme Tablier	991,39	1833,83	0,24	8,10	232,98	14854,03

XIV.3.2.6 Les efforts sismiques totales sur la culée :

$$\boldsymbol{E_{Total} = \sqrt{E_{Pile}{}^2 + E_{tab}{}^2}}$$

Tableau XIV. 12. Efforts sismiques totales sur la culée.

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	11268,31	44218,37
CAS 2	0,00	10677,12	42269,93
CAS 3	1417,73	0,00	911,65

XIV.3.2.6 Les combinaison des actions sismiques :

$P_{max} + E_H + 0.3E_V$
$P_{min} - E_H - 0.3E_V$
$P_{max} + E_V + 0.3E_H$
$P_{max} - E_V - 0.3E_H$

avec : $- \ P_{max} = G + D + 0.4T + 0.2Q(max)$
$- \ P_{min} = G + D + 0.4T + 0.2Q(min)$

Tableau XIV. 13. Combinaison des actions sismiques.

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
$P_{max} + E_H + 0{,}3E_V$	18976,64	11393,94	34908,39
$P_{min} - E_H - 0{,}3E_V$	17984,10	-10552,22	-52099,44
$P_{max} + E_V + 0{,}3E_H$	19969,06	3506,12	4593,68
$P_{max} - E_V - 0{,}3E_H$	16991,69	-3078,24	-23148,65

➢ **Tableau récapitulatif des efforts maximums :**

Tableau XIV. 14. Les efforts maximums sur la culée.

	ELU	ELS	ELA
M_{max} (KN.m)	13376,29	9921,92	-52099,44
N_{corr} (KN)	24559,21	18192,01	17984,10

XIV.4 FERAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE :

XIV.4.1 Ferraillage du mur frontal :

Le mur frontal est généralement encastré à la semelle, c'est l'élément qui subit des sollicitations permanentes tel que le poids de la superstructure et la poussée des terres, et des charges d'exploitations tel que les surcharges routières.

Il est essentiellement soumis à un effort de flexion composé.

XIV.4.1.1 Récapitulatif des efforts agissants sur le mur frontal :

Tableau XIV. 15. Les efforts sollicitant le mur frontal.

	ELU	ELS	ELA
M_{max} (KN.m)/ml	1110,80	822,72	-3341,85
N_{corr} (KN)/ml	857,19	635,24	1153,57
H_{max} (KN)/ml	351,38	260,49	730,85
N_{corr} (KN)/ml	857,19	635,24	1217,23

XIV.4.1.2 Calcul du ferraillage :

Le ferraillage est effectué par robot expert sur une section de (100x150cm) qui travaille en flexion composé selon la condition la plus défavorable.

- **Ferraillage vertical (coté remblai) :**

$As = 37{,}4\ cm^2$ On opte pour **5HA32 /ml** ($As = 40{,}21\ cm^2$).

- **Armature du construction (coté tablier) :**

$As' = \frac{As}{3} = 12{,}47\ cm^2$ On opte pour **5HA20 /ml** ($As = 15{,}71\ cm^2$).

- **Ferraillage transversal :**

$As_t = \frac{As}{4} = 9{,}35\ cm^2$ On opte pour **5HA16 /ml** ($As = 10{,}05\ cm^2$).

XIV.4.2 Ferraillage du mur garde-grève :

Le mur garde-grève est un élément qui travail en flexion simple sous l'effet de la poussée des terres, la poussée d'une charge d'exploitation située derrière le mur et l'effort de freinage dû à la surcharge Bc.

XIV.4.2.1 Calcul des sollicitations :

- **L'effort dû à la poussée des terres :**

$$M_T = \frac{P \times h}{3} \qquad Et \qquad P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

- K_{ah} = 0,33.
- ɣ = 18 KN/m^3
- h : est la hauteur du mur garde grève = 2,28 m.
- L = 1 ml.

Donc : $P = 15{,}60\ KN/ml.$
D'où $M_T = 11{,}85\ KN.m/ml.$

- **À l'ELU :** $M_T(ELU) = 16{,}00\ KN.m/ml.$
- **À l'ELS :** $M_T(ELS) = 11{,}85\ KN.m/ml.$

- **L'effort dû à la force du freinage d'un camion Bc :**

pour le calcul de l'effort dû à la force du freinage on considère une seule roue de 6t qui est supposée freinée, et supposons que la distribution de la charge est inclinée de 45° par rapport au bord du rectangle d'impact :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

Avec : - P = 60 KN.

- μ : est un coefficient de pondération (1,2 à l'ELS, 1.6 à l'ELU).

Donc on a :

$$M_f(\text{ELU}) = 91{,}01\ KN.m/ml. \qquad M_f(\text{ELS}) = 68{,}26\ KN.m/ml.$$

- **L'effort dû à la poussée d'une charge située à l'arrière du mur :**

Selon le document SETRA la poussée due à une charge locale la plus défavorable est engendrée par les camions Bc, l'effort nominal est produit par les deux roues arrière 60 KN.

Soit le rectangle d'impact est en contact avec la face arrière du mur garde-grève.

On suppose que les charges engendrées par les deux roues de 60 KN distantes de 0,5 m soit remplacées par une roue équivalente de 120 KN qui influe sur un rectangle de dimensions (0,25 x 0,75 m), et que cette charge répartira sur un angle de 45° comme le montre la figure suivante :

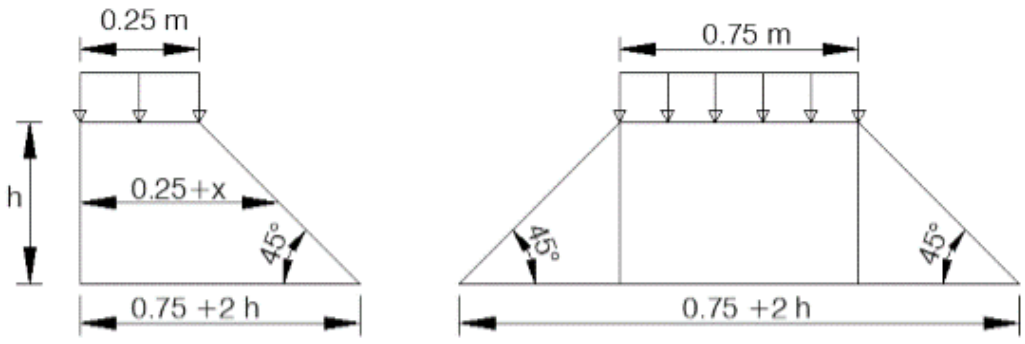


Figure XIV. 2. Répartition des charges sur le mur garde-grève.

$$M_P = \frac{12K}{0{,}75 + 0{,}2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)} dx \quad , \qquad avec \quad K = Ka \times \delta \times \gamma \times bc$$

Avec :

- ɣ : coefficient de pondération (1,2 à l'ELS et 1,6 à l'ELU).
- bc : coefficient de pondération de la charge Bc (bc = 1,2).
- δ : coefficient de majoration dynamique pour la charge sur remblai (dû à la surcharge Bc calculé en CHPITRE V : Calcul des charges et surcharges, δ =1,0601).
- h : hauteur du mur garde-grève.

On calcul d'abord le coefficient K :

$$K_{ELU} = 0{,}33 \times 1{,}0601 \times 1{,}6 \times 1{,}2.$$

$$K_{ELS} = 0{,}33 \times 1{,}0601 \times 1{,}2 \times 1{,}2.$$

Donc on a :

$$\boldsymbol{K_{ELU} = 0{,}68.}$$
$$\boldsymbol{K_{ELS} = 0{,}51.}$$

Et d'après le document SETRA on interprète la valeur de M_P/K en fonction de la hauteur du mur.

Tableau XIV. 16. Les valeurs de de M_P/K en fonction de la hauteur

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_P/K	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Pour notre cas (h = 2,28 m) on trouve **M_P/K = 8,07.**

D'où on a **:**

$$M_P(\text{ELU}) = 54{,}76\ KN.m/ml. \qquad M_P(\text{ELS}) = 41{,}07\ KN.m/ml.$$

Combinaisons d'action :

$$M = M_T + M_f + M_P$$

$$M(\text{ELU}) = 16{,}00 + 91{,}01 + 54{,}76 = \boldsymbol{161.77\ KN.m/ml.}$$

$$M(ELS) = 11{,}85 + 68{,}26 + 41{,}07 = \boldsymbol{121.18\ KN.m/ml.}$$

XIV.4.2.2 Calcul de ferraillage :

- **Ferraillage longitudinal coté remblai :**

Le ferraillage est effectué par ROBOT Expert 2010 sur une section de 1 ml qui travaille en flexion simple.

On obtient $\boldsymbol{As = 16{,}4 cm^2/ml,}$ on opte pour **5HA25/ml** (As = 24,54 cm²).

- **Armature de construction coté tablier :**

$As' = \frac{As}{3} = \boldsymbol{5{,}47\ cm^2/ml}$ On opte pour **5HA14 /ml** ($As = 7{,}70\ cm^2$).

- **Ferraillage transversal :**

$As_t = \frac{As}{4} = \boldsymbol{4{,}10\ cm^2/ml}$ On opte pour **5HA12 /ml** ($As = 5.65\ cm^2$).

XIV.4.3 Ferraillage de la dalle de transition :

C'est une dalle en béton armé située sous la chaussée reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface, supposée simplement appuyée.

Elle est soumise à son poids propre, le poids des surcharges routières et le poids du remblai au-dessus d'elle.

XIV.4.3.1 Évaluation des efforts agissants sur la dalle :

Tableau XIV. 17. Les efforts sollicitant la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/m/ml)	N (KN/ml)	M(KN.m/ml)
Poids propre	7,50	15,00	15,00
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	15,48	30,96	30,96
Surcharges	10,00	20,00	20,00

XIV.4.3.2 Combinaisons des efforts :

- **À l'ELU :**
  - $M_{ELU} = 1{,}35M_G + 1{,}6M_Q = \mathbf{97,23\ KN.m/ml.}$
  - $N_{ELU} = 1{,}35N_G + 1{,}6N_Q = \mathbf{97,23\ KN/ml.}$

- **À l'ELS :**
  - $M_{ELS} = M_G + 1{,}2M_Q = \mathbf{73,80\ KN.m/ml.}$
  - $N_{ELS} = N_G + 1{,}2N_Q = \mathbf{73,80\ KN/ml.}$

XIV.4.3.3 Résultats obtenus par ROBOT Expert :

- **Armature principale :**

$As = 14{,}5\ cm^2$ On opte pour **5HA20/ml** (As = 15,41 cm²).

- **Armature de construction :**

$As' = \frac{As}{3} = 4{,}83\ cm^2$, on opte pour **5HA14/ml** (As' = 7,70 cm²).

- **Armature transversale :**

$As_t = \frac{As}{4} = 3{,}63\ cm^2$, on opte pour **5HA12/ml** ($As_t = 5{,}65\ cm^2$).

XIV.4.4 Ferraillage du corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière, il est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable**.**

XIV.4.4.1 Calcul des sollicitations sur le corbeau :

- **Réaction due au poids des charges permanentes :**

$$R_G = \frac{Q.L}{2}$$

Avec :

Q est le poids de la dalle de transition + le remblai au-dessus et le poids du revêtement (calculer dans le ferraillage de la dalle de transition Q = 24,90 KN/m/ml), et **L** est la longueur de la dalle de transition (L = 4 m).

Donc on a :

$$R_G = \frac{24{,}90 \times 4}{2} = \mathbf{49{,}80\ KN/ml.}$$

- **Réaction due au poids des surcharges sur remblai :**

$$R_Q = \frac{q.L}{2}$$

Avec q = 10KN/m/ml

D'où $$R_Q = \frac{10\times4}{2} = \mathbf{20KN/ml.}$$

XIV.4.4.2 Combinaisons d'action sur le corbeau :

- **À l'ELU :**
  - $R_{ELU} = 1{,}35R_G + 1{,}6R_Q = \mathbf{97{,}23\ KN/ml.}$

- **À l'ELS :**
  - $R_{ELS} = R_G + 1{,}2R_Q = \mathbf{69{,}80\ KN/ml.}$

XIV.4.4.3 Calcul du ferraillage :

Du ROBOT Expert on obtient As = 10,40 cm², on opte pour **6HA16/ ml** (As = 12,06 cm²).

XIV.4.5 Ferraillage du mur en retour :

Est un élément latéral qui assure le soutènement des remblai d'accès au pont, il est soumis à des charges verticales (son poids propre et la charge de la corniche et accotement), et des charges horizontales (la poussée des terres et la poussée des surcharges sur remblai).

Le calcul des sollicitations agissantes sur le mur en retour est effectué par le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et le ferraillage des deux côtés (remblai et extérieure) dans les deux direction xx et yy est effectué par le logiciel ROBOT Expert.

XIV.4.5.1 Résultats des efforts agissant sur le mur en retour : (voir l'annexe …)

$$M_{xx} = 210\ KN.m/ml\ \ et\ \ N_{xx} = -612\ KN.m/ml.$$

$$M_{yy} = 320\ KN.m/ml\ \ et\ \ N_{yy} = 615\ KN.m/ml.$$

XIV.4.5.2 Calcul du ferraillage :

- **Ferraillage du coté remblai :**

As_v = 30,1 cm^2 , on opte pour des **HA25** avec un espacement de **15 cm.**

As_h = 30,00 cm^2, on opte pour des **HA25** avec un espacement de **15 cm.**

- **Ferraillage du coté extérieure :**

$As'_v = \frac{As_v}{3} =$ 10,03 cm^2 , on opte pour des **HA16** avec un espacement de **20 cm.**

$As'_h = \frac{As_h}{3} =$ 10,00 cm^2, on opte pour des **HA16 avec** un espacement de **20 cm.**

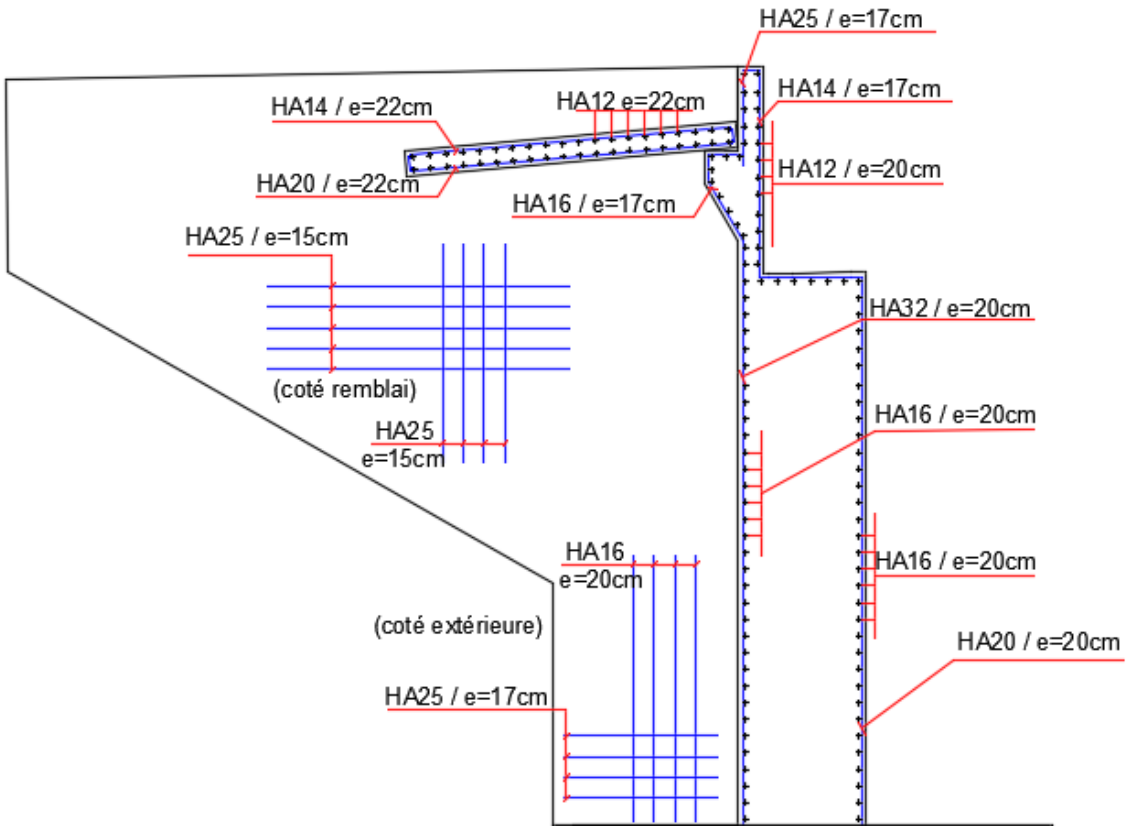


Figure XIV. 3. Croquis de ferraillage de la culée.

XIV.5 ETUDE DE LA SEMELLE :

XIV.5.1 Choix de type des fondation :

d'après les résultats du rapport géotechnique on a opté pour des fondations profondes (semelles sur pieux).

XIV.5.2 Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous culée :

- Epaisseur : h = 1,60 m.
- Largeur : l = 6,00 m.
- Longueur : L = 15,80 m.

XIV.5.3 Évaluation des efforts sur la semelle :

XIV.5.3.1 Les efforts statiques :

Résumé dans les tableaux XIII.5 et XIII.6 (les combinaisons des charges à l'ELU et l'ELS respectivement).

XIV.5.3.2 Évaluation des efforts revenant à chaque pieux :

Le calcul des réactions de chaque pieux se fait par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{Myi}{\Sigma yi^2}$$

On résume les résultats de calcul dans les tableaux suivants :

Tableau XIV. 18. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELS et à l'ELU.

E L S		E L U	
R_1 (KN)	R_2 (KN)	R_1 (KN)	R_2 (KN)
2193,36	1445,04	2962,97	1948,87
2370,42	1267,98	3199,05	1712,79
2502,47	1536,00	3375,12	2070,15
2473,51	1517,20	3336,51	2045,08
2316,26	1539,56	3128,88	2076,47
2396,47	1601,24	3237,17	2159,75

Tableau XIV. 19. Les actions revenantes à chaque pieux à l'ELA.

E L A	
R_1 (KN)	R_2 (KN)
3837,02	-41,69
-1096,00	4692,82
2252,11	1741,70
413,13	2985,20

XIV.5.4 Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage de la semelle on applique la méthode des bielles, donc on doit vérifier les conditions d'application de cette méthode, qui sont :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

- H = 1,7 m.
- L = 3,7 m.
- h = H – 0,1 = 1,6 m.
- Φ = 1,2 m.
- b = 1,5 m.
- $Tg(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$

A.N : $\begin{cases} \alpha = 47{,}35° \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}48\ m \end{cases}$

Les conditions sont vérifiées, donc la méthode des bielles est applicable dans notre cas.

- **Armature transversale inférieure :**

Le calcul de la section d'armature transversale inférieure se fait à travers la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

On résume les résultats de calcul à chaque état limite dans le tableau suivant :

Tableau XIV. 20. Calcul de a section d'armature de la semelle culée.

L'état limite	Nmax (MN)	As (cm²)
E L S ($\overline{\sigma_s} = 333{,}33\ MPa$)	2,50	69,21
E L U ($\overline{\sigma_s} = 434{,}78\ MPa$)	3,38	71,56
E L A ($\overline{\sigma_s} = 500\ MPa$)	4,69	86,52

D'où : $A_s = 86{,}52\ cm^2$ ce ferraillage sera réparti sur une bande ''L'' axée sur le pieux tel que : $L = \Phi + H = 2{,}9\ m$. Ce qui donne : $A_s = 29{,}84\ cm^2/ml$.

Tableau XIV. 21. Calcul de ferraillage totale de la semelle.

Les armatures	Section d'armatures (cm²/ml)
Longitudinales inférieurs	$\frac{A_s}{2} = 14{,}92$
Transversales supérieurs	$\frac{A_s}{3} = 9{,}95$
Longitudinales supérieurs	$\frac{A_s}{4} = 7{,}46$
Latérales	$\frac{A_s}{10} = 2{,}98$

On vérifie les conditions de l'RPOA (les mêmes conditions que pour la semelle des piles) :

Tableau XIV. 22. Le ferraillage retenu de la semelle.

Les armatures	Section d'armatures (cm²/ml)	Choix des barres
Transversales inférieurs	29,84	2HA32 + 3HA25 (30,81 cm²/ml)
Longitudinales inférieurs	24	5HA25 (24,54 cm²/ml)
Transversales supérieurs	16	2HA25 + 3HA20 (19,24 cm²/ml)
Longitudinales supérieurs		
Latérales	2,98	3HA14 (4,62 cm²/ml)

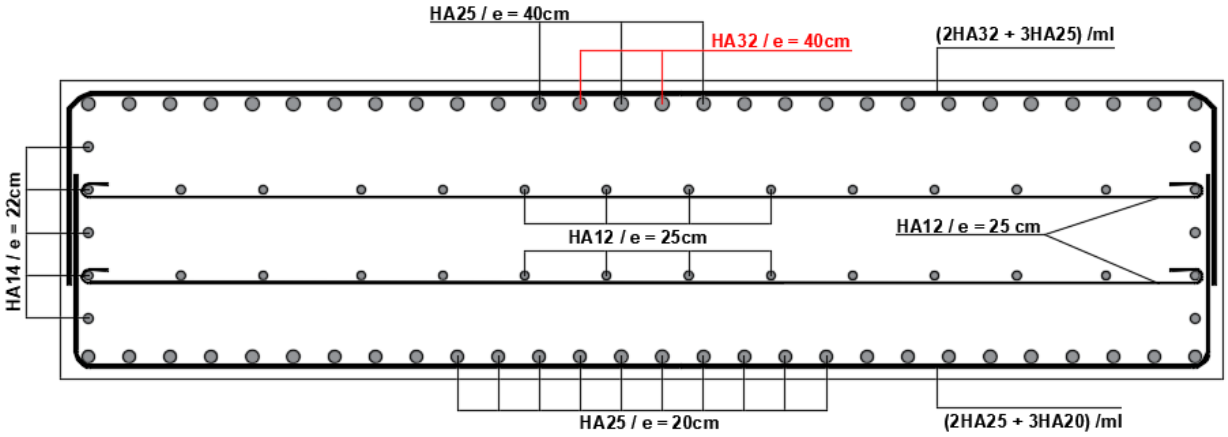


Figure XIV. 4. Croquis de ferraillage des semelles sur culées.

XIV.6. ETUDE DES PIEUX :

XIV.6.1 Vérification des pieux :

$$\begin{cases} R_{max} < Qc_{adm} \\ R_{min} > Qt_{adm} \end{cases}$$

Tableau XIV. 23. Vérification des pieux.

	R (KN)	Q_{adm} (KN)	Remarque
E L S	R_{max} = 2502,47	6332,27	✓ Vérifiée
	R_{min} = 1267,98	0	✓ Vérifiée
E L U	R_{max} = 3375,12	8721,94	✓ Vérifiée
	R_{min} = 1712,79	0	✓ Vérifiée
E L A	R_{max} = 4692,82	8479,83	✓ Vérifiée
	R_{min} = -1096,00	-3307,69	✓ Vérifiée

XIV.6.2 Ferraillage des pieux :

Le coefficient d'amortissement de WERNER : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4E \times I}}$.

- b : diamètre du pieux (b = 1,2 m).
- Cu : module de réaction du sol ($Cu = 36MPa$).
- E = 190 000 MPa et I = 0,102 m^4.

$\lambda = 0{,}238 \longrightarrow \lambda \times L = 5{,}71$ (L : profondeur du pieux L = 24m).

A l'aide de tableau XII. 22. L'interpolation pour $\lambda \times L = 5{,}71$ donne les résultats suivants :

$$\boldsymbol{\chi_{ep} = -1{,}42} \quad \text{et} \quad \boldsymbol{\chi_{em} = 1{,}63.}$$

Il reste donc de calculer le moment : $\bar{M} = -\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

Tableau XIV. 24. Les sollicitations sur les pieux.

	$\bar{P}$ (KN)	$\bar{M}$ (KN.m)	Ncor (KN)
E L S	549,91	2010,60	1267,98
E L U	741,79	2712,20	1712,79
E L A	1139,39	4165,920	-1096,00
			413,13

Avec les résultats obtenus et à l'aide de Robot expert on a : **As = 211,6 cm²** avec $\rho = 1{,}87\%$

Donc la section d'armature minimale ($\rho = 1\%$) est respectée.

Donc : on prend **27 HA32** (As = 217,15 cm²).

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 10 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

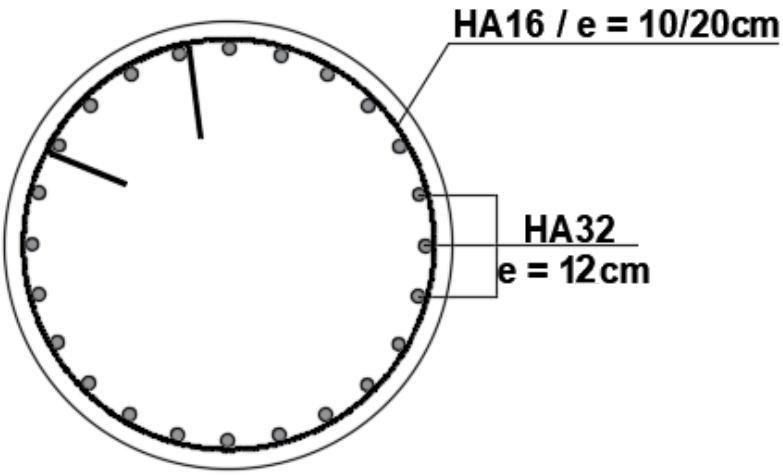


Figure XIV. 5. Croquis de ferraillage des pieux sur culées.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude est une phase importante dans notre formation, et une occasion pour nous d'approfondir dans le domaine des travaux publics en générale, et dans l'étude des pont en particulier, et surtout de mettre en pratique les notions fondamentales concernant la conception le dimensionnement de ce dernier.

On a eu la chance donc d'approfondir dans l'étude d'un pont poutres précontraintes par prétension ou par adhérence (PRAD), qui répond à la problématique du choix de la variante optimale pour nos contraintes.

Cette étude, en addition au stage pratique, nous a aider à bien connaitre la méthodologie de cette construction, ainsi que la procédure de réalisation et de vérification de ce type de précontrainte.

En plus de ces connaissances on a appris à manipuler certain logiciels tel que Robot Structural Analysis 2019 et Auto-cad 2016 qui nous ont beaucoup aidés pour l'appréciation des résultats obtenus par les calcul manuel qu'on a réalisé pour pouvoir poursuivre notre travail.

En fin, ce travail est le couronnement des cinq dernières années d'étude et de formation assuré par les enseignants et administrateurs de l'école nationale supérieure des travaux publics.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cours béton armé Mr.BENREDOUANE et Mr. BELAOURA École national supérieur des travaux publics.
- Cours béton précontraint Mr. BELAOURA et Mr. AMIEUR École national supérieur des travaux publics.
- Cours Calcul d'ouvrage. Mm OUMOUSSA. École nationale supérieure des travaux publics.
- Document SETRA - appuis des tabliers PP73.
- Document SETRA. Guide de conception 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.
- Document SETRA. Guide de conception ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie de l'énergie de développement durable et de la mer. France. Septembre 2009.
- Documents SETRA. Guide de conception ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD).
- Document technique réglementaire. . Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR.
- Document technique réglementaire. . Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.
- Esquisse pont. Mr. BAYACLI. École nationale supérieure des travaux publics.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Règle BAEL 91 révisées 99 fascicule 62 (titre I ; section I).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Règle BPEL 91 révisées 99 fascicule 62 (titre I ; section II).
- WERNER, *BETON UND STAHLBETONBAU 2/1970,* 1970.

ANNEXES

A.1. Photos des caisses de sondages carroté :



Figure A. 1. Profondeur 0 à 6 m.



Figure A. 2. Profondeur 6 à 11 m.



Figure A. 3. Profondeur 11 à 15 m.



Figure A. 4. Profondeur 15 à 20 m.

A.2. Profil lithologique :

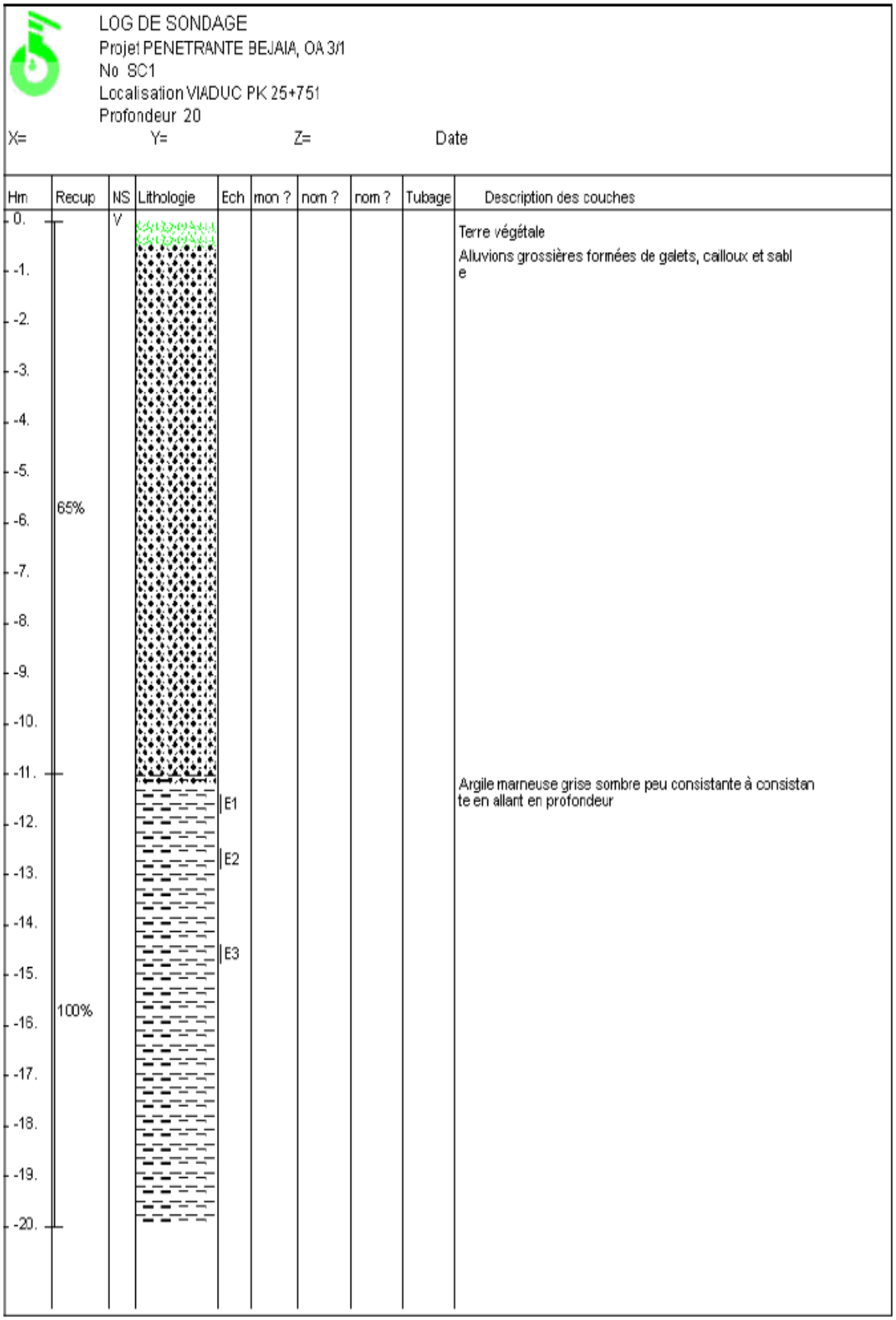


Figure A. 5. Sondage carotté SC01.

A. 3. Essais préssiométriques :

3/1 – PSO 01 (pile 01)			
Prof (m)	Pl (Mpa)	E m (Mpa)	Em/PL
2.00	1.88	14.04	7.47
4.00	0.78	8.61	11.04
6.00	2.13	33.38	15.67
8.00	1.47	11.82	25.15
10.00	5.06	125.1	24.71
12.00	2.24	25.2	11.25
14.00	4.91	82.72	90.9
16.00	2.78	20.02	25.67
18.00	2.05	13.72	6.69
20.00	2.38	24.89	10.46
3/1 – PSO 02 (pile 02)			
Prof (m)	Pl (Mpa)	E m (Mpa)	Em/PL
2.00	4.66	71.5	15.33
4.00	4.72	124.3	26.35
6.00	4.7	48.64	15.39
8.00	4.81	73.99	15.39
12.00	4.77	76.76	16.08
14.00	4.86	58.37	12.01
16.00	4.96	118.3	23.83
18.00	1.99	10.08	5.07
20.00	2.07	16.32	7.88
3/1 – PSO 03 (pile 04)			
Prof (m)	Pl (Mpa)	E m (Mpa)	Em/PL
2.00	1.9	22.17	11.69
4.00	2.4	25.42	10.6
6.00	4.82	210.1	43.58
8.00	4.82	134.1	27.84
10.00	4.82	98.17	20.38
12.00	4.81	126.5	26.33
14.00	4.89	90.9	18.59
16.00	4.89	101.6	20.8
18.00	1.71	7.9	4.6
20.00	2.48	24.5	9.9
3/1 – PSO 04 (culée 01)			
2.00	0.58	7.5	12.86
4.00	4.53	200	44.11
6.00	4.8	129.5	26.96
8.00	4.83	99.53	20.63
10.00	1.59	6.97	4.38
12.00	1.26	7.5	5.94
14.00	1.31	13.6	10.41
16.00	1.58	15.81	9.99
18.00	1.53	5.33	3.47
20.00	1.99	9.56	4.8

3/1 – PSO 05 (culée 02)			
2.00	1.06	13.32	12.57
4.00	2.78	25	8.99
6.00	1.75	12.35	7.05
8.00	1.80	13.87	7.69
10.00	2.03	12.32	6.08
12.00	2.74	20.67	7.54
14.00	3.13	22.01	7.02
16.00	3.36	47.9	14.25
18.00	3.60	62	17.2
20.00	2.91	23.85	8.18
22.00	5.16	57.83	11.21
24.00	5.73	83.57	14.58
26.00	5.58	63.46	11.37
28.00	6.10	104.08	17.07
30.00	5.08	118.26	23.29
3/1 – PSO 06 (culée 01)			
2.00	0.72	4.01	5.55
4.00	0.72	7.75	10.18
8.00	4.05	38.17	9.43
10.00	4.12	29.61	7.19
12.00	2.89	17.31	5.98
14.00	3.13	22.01	7.02
16.00	3.36	47.9	14.25
18.00	3.60	62.00	17.20
20.00	3.86	37.52	9.72
22.00	5.18	58.59	11.30
24.00	5.79	83.57	14.44
26.00	5.57	64.25	11.53
28.00	6.10	104.08	17.07
30.00	5.82	127.16	21.84
3/1 – PSO 07 (pile 03)			
2.00	0.59	3.73	26.35
4.00	0.93	8.79	9.46
6.00	2.06	26.68	13.96
8.00	3.68	31.74	8.63
10.00	3.25	27.73	8.54
12.00	2.82	16.62	5.9
16.00	2.36	17.23	7.28
18.00	2.59	19.32	7.45
20.00	3.38	28.98	8.57
22.00	3.40	35.35	10.38
24.00	3.43	28.98	8.45
26.00	4.47	54.44	12.18
28.00	5.53	82	14.82
30.00	5.72	90.7	15.85

Figure A. 6. Résultats des essais préssiométrique.

B.1. Variante 01 (pont voussoir a hauteur variable) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 168,00	50 000,00	158 400 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	9 504,00	2 500,00	23 760 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	132,00	45 000,00	5 940 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	132,00	25 000,00	3 300 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**203 400 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	148,45	10 500,00	1 558 733,40
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 938,76	15 000,00	59 081 400,00
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 719,00	17 000,00	29 223 000,00
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	1 223,51	17 000,00	20 799 674,08
2,5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	6 626,82	30 000,00	198 804 564,00
TOTAL (Poste 2)					**309 467 371,48**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	831,01	160 000,00	132 961 857,54
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	861,49	160 000,00	137 837 831,04
3,3	Acier de précontraint	T	298,21	480 000,00	143 139 286,08
TOTAL(Poste 3)					**413 938 974,66**
TOTAL HORS TAXES (DA)					926 806 346,14
T V A 19 %(DA)					176 093 205,77
TOTAL EN TTC (DA)					**1 102 899 551,90**
Soit : Un milliard cent deux millions huit cent quatre-vingt-dix-neuf mille cinq cent cinquante-deux dinars.					

B.2. Variante 02 (pont à poutre PRAD) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 840,00	50 000,00	192 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	11 520,00	2 500,00	28 800 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	160,00	45 000,00	7 200 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	160,00	25 000,00	4 000 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**244 000 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	174,84	10 500,00	1 835 820,00
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2 432,19	15 000,00	36 482 880,00
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 256,90	17 000,00	21 367 300,65
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	896,39	17 000,00	15 238 594,64
2,5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	4 867,86	30 000,00	146 035 868,64
TOTAL (Poste 2)					**220 960 463,93**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	679,45	160 000,00	108 712 779,60
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	912,41	160 000,00	145 985 412,10
3,3	Acier de précontraint	T	157,05	480 000,00	75 383 654,40
TOTAL(Poste 3)					**330 081 846,10**

TOTAL HORS TAXES (DA)	795 042 310,03
T V A 19 %(DA)	151 058 038,91
TOTAL EN TTC (DA)	**946 100 348,94**
Soit : Neuf cent quarante-six millions cent mille trois cent quarante-neuf dinars.	

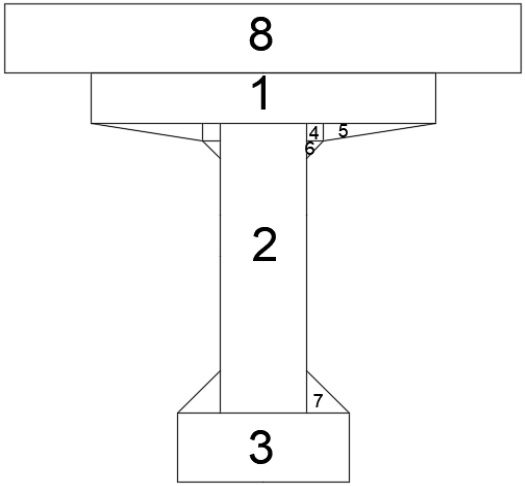
B.3. Variante 03 (pont mixte) :

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 400,00	50 000,00	120 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 200,00	2 500,00	18 000 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	100,00	45 000,00	4 500 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	100,00	25 000,00	2 500 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**157 000 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	97,46	10 500,00	1 023 372,00
2,2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 751,43	15 000,00	26 271 480,00
2,3	Béton RN 27 pour piles	M3	475,88	17 000,00	8 090 043,94
2,4	Béton RN 27 pour culées	M3	894,63	17 000,00	15 208 701,84
2,5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	1 736,59	30 000,00	52 097 760,00
TOTAL (Poste 2)					**102 691 357,78**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	231,14	160 000,00	36 981 866,56
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs	T	486,25	160 000,00	77 799 321,60
3,3	Acier de précontraint	T	1 720,40	480 000,00	825 792 000,00
TOTAL(Poste 3)					**940 573 188,16**
TOTAL HORS TAXES (DA)					1 200 264 545,94
T V A 19 %(DA)					228 050 263,73
TOTAL EN TTC (DA)					**1 428 314 809,67**
Soit : Un milliard quatre-cent vingt-huit millions trois cent quatorze mille huit-cent dix dinars.					

C.1. Calcul manuel des caractéristiques de la poutre avec dalle :

élément	x	y	B(cm2)	Z (cm)	YG	S=B*Z	I0 (cm4)	i/delta (cm4)	i/G (cm4)
R1	110,00	12,00	1320,00	174,00	45,92	229680,00	15840,00	39980160,00	2799391,06
R2	20,00	148,00	2960,00	94,00	34,08	278240,00	5402986,67	31557546,67	8840638,66
R3	60,00	20,00	1200,00	10,00	118,08	12000,00	40000,00	160000,00	16771141,52
2*T5	40,00	3,05	122,00	166,98	38,90	20371,97	63,05	3401841,95	184717,10
2*T6	5,00	5,38	26,91	166,98	38,90	4492,69	43,28	750247,06	40765,55
2*T7	20,00	20,00	400,00	26,67	101,41	10666,67	8888,89	293333,33	4122662,33
R8	175,00	20,00	3500,00	190,00	61,92	665000,00	116666,67	126466666,67	13536461,81
∑							5584488,55		
B brute			9528,91						
B nette			9052,46						
S/axe brute						1220451,32			
S/axe nette						1159428,75			
I/axe brute									46295778,04
I/axe nette									41666200,23

Ig	46295778,04	cm4
y(cdg)	128,0789	cm
V'	128,08	cm
V	71,92	cm
ρ	0,53	



C.2. Calcul manuel des caractéristiques de la poutre seule :

élément	x	y	B(cm2)	Z (cm)	YG	S=B*Z	I0 (cm4)	i/delta (cm4)	i/G (cm4)
R1	110,00	12,00	1320,00	174,00	81,51	229680,00	15840,00	39980160,00	8786064,53
R2	20,00	148,00	2960,00	94,00	1,51	278240,00	5402986,67	31557546,67	5409748,35
R3	60,00	20,00	1200,00	10,00	82,49	12000,00	40000,00	160000,00	8205241,54
2*R4	5,00	3,05	30,50	166,48	73,99	5077,49	23,64	845298,38	166980,29
2*T5	40,00	3,05	122,00	166,98	74,49	20371,97	63,05	3401841,95	677097,95
2*T6	5,00	5,38	26,91	163,16	70,67	4389,72	43,28	716254,09	134404,95
2*T7	20,00	20,00	400,00	26,67	65,82	10666,67	8888,89	293333,33	1741899,28
Σ							5467845,53		
B brute			6059,41						
B nette			5756,43						
S/axe brute						560425,84			
S/axe nette						532404,55			
I/axe brute									25121436,89
I/axe nette									22609293,20
y(cdg)	92,4886	cm							
Ig	25121436,89	cm4							
V'	92,49	cm							
V	87,51	cm							
ρ	0,51	%							

C.3. Calcul automatique des caractéristiques de la poutre avec dalle :

La figure est présente dans le rapport page : **28**.

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	1482.343 m	1723.456 m
2	1482.343 m	1723.656 m
3	1484.093 m	1723.656 m
4	1484.093 m	1723.456 m
5	1483.768 m	1723.456 m
6	1483.768 m	1723.336 m
7	1483.368 m	1723.305 m
8	1483.318 m	1723.251 m
9	1483.318 m	1722.056 m
10	1483.518 m	1721.856 m
11	1483.518 m	1721.656 m
12	1483.218 m	1721.656 m
13	1482.918 m	1721.656 m
14	1482.918 m	1721.856 m
15	1483.118 m	1722.056 m
16	1483.118 m	1723.251 m
17	1483.068 m	1723.305 m
18	1482.668 m	1723.336 m
19	1482.668 m	1723.456 m
20	1482.343 m	1723.456 m

Résultats généraux

Aire de la section

A = 0.956 m2

Centre de gravité

Yc = 1483.218 m
Zc = 1722.937 m

Périmètre

S = 7.946 m

Matériau de base

ACIER
E = 200000.00 MPa
dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 73.62 kN/m

Repère des axes principaux

Angle

alpha = -0.0 Deg

Moments d'inertie

Ix = 0.026 m4
Iy = 0.463 m4
Iz = 0.110 m4

Rayons d'inertie

iy = 0.696 m
iz = 0.339 m

Coefficients de rigidité en cisaillement

Ay = 0.750 m2
Az = 0.409 m2

Facteurs de résistance en flexion

Wely = 0.361 m3
Welz = 0.125 m3

Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 0.461 m2
Wz = 0.309 m2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 0.550 m3
Wplz = 0.233 m3

Distances extrêmes

Vy = 0.875 m
Vpy = 0.875 m
Vz = 0.718 m
Vpz = 1.282 m

Repère central

Moments d'inertie

Iyc = 0.463 m4
Izc = 0.110 m4
Iyczc = 0.000 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.696 m
izc = 0.339 m

Distances extrêmes

Vyc = 0.875 m
Vpyc = 0.875 m
Vzc = 0.718 m
Vpzc = 1.282 m

Repère arbitraire

Position du repère

yc' = 1483.218 m Angle = 0.0 Deg
zc' = 1722.937 m

Moments d'inertie

Iy' = 0.463 m4
Iz' = 0.110 m4
Iy'z' = -0.000 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.696 m
izc = 0.339 m

Moments statiques

Sy' = 0.000 m3
Sz' = 0.000 m3

Distances extrêmes

Vy' = 0.875 m
Vpy' = 0.875 m
Vz' = 0.718 m
Vpz' = 1.282 m

C.4. Calcul automatique des caractéristiques de la poutre seule :

La figure est présente dans le rapport page : **29**.

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	1482.668 m	1723.336 m
2	1482.668 m	1723.456 m
3	1483.218 m	1723.456 m
4	1483.768 m	1723.456 m
5	1483.768 m	1723.336 m
6	1483.368 m	1723.305 m
7	1483.318 m	1723.251 m
8	1483.318 m	1722.056 m
9	1483.518 m	1721.856 m
10	1483.518 m	1721.656 m
11	1483.218 m	1721.656 m
12	1482.918 m	1721.656 m
13	1482.918 m	1721.856 m
14	1483.118 m	1722.056 m
15	1483.118 m	1723.251 m
16	1483.068 m	1723.305 m
17	1482.668 m	1723.336 m

Résultats généraux

Aire de la section
A = 0.606 m2
Centre de gravité
Yc = 1483.218 m
Zc = 1722.580 m
Périmètre
S = 6.246 m
Matériau de base
ACIER
E = 200000.00 MPa
dens. = 7852.83 kg/m3
p.un. = 46.66 kN/m

Repère des axes principaux

Angle
alpha = -0.0 Deg
Moments d'inertie
Ix = 0.011 m4
Iy = 0.251 m4
Iz = 0.020 m4
Rayons d'inertie
iy = 0.644 m
iz = 0.183 m
Coefficients de rigidité en cisaillement
Ay = 0.468 m2
Az = 0.350 m2
Facteurs de résistance en flexion
Wely = 0.272 m3
Welz = 0.037 m3
Facteurs de résistance au cisaillement

Wy = 0.208 m2
Wz = 0.283 m2

Facteurs de résistance plastique

Wply = 0.356 m3
Wplz = 0.080 m3

Distances extrêmes

Vy = 0.550 m
Vpy = 0.550 m
Vz = 0.875 m
Vpz = 0.925 m

Repère central

Moments d'inertie

Iyc = 0.251 m4
Izc = 0.020 m4
Iyczc = 0.000 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.644 m
izc = 0.183 m

Distances extrêmes

Vyc = 0.550 m
Vpyc = 0.550 m
Vzc = 0.875 m
Vpzc = 0.925 m

Repère arbitraire

Position du repère

yc' = 1483.218 m Angle = 0.0 Deg
zc' = 1722.580 m

Moments d'inertie

Iy' = 0.251 m4
Iz' = 0.020 m4
Iy'z' = -0.000 m4

Rayons d'inertie

iyc = 0.644 m
izc = 0.183 m

Moments statiques

Sy' = 0.000 m3
Sz' = 0.000 m3

Distances extrêmes

Vy' = 0.550 m
Vpy' = 0.550 m
Vz' = 0.875 m
Vpz' = 0.925 m

D.1. Pondération du moment :

Tableau D. 1. Calcul de K0 pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	α=0 => k0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,32898	0,36146	1,05614	1,68878	2,0035	1,68878	1,05614	0,36146	-0,32898
b/4	-0,51326	-0,01248	0,5202	1,1106	1,68878	1,98318	1,66566	1,03454	0,33678
b/2	-0,45348	-0,18524	0,11878	0,5202	1,05614	1,66566	2,09388	2,03038	1,76798
3b/4	-0,30098	-0,2579	-0,18524	-0,01248	0,36146	1,03454	2,03038	3,1755	4,16558
b	-0,12774	-0,30098	-0,45348	-0,51326	-0,32898	0,33678	1,76798	4,16558	7,38144

Tableau D. 2. Calcul de K1 pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	α=1 => k1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,60148	0,75544	0,97546	1,24856	1,41884	1,24856	0,97546	0,75544	0,60148
b/4	0,36836	0,48574	0,6635	0,92704	1,24856	1,4713	1,36	1,15056	0,97952
b/2	0,23084	0,3161	0,44938	0,6635	0,97546	1,36	1,66602	1,66042	1,56312
3b/4	0,15234	0,21546	0,3161	0,48574	0,75544	1,15056	1,66042	2,15198	2,40446
b	0,10402	0,15234	0,23084	0,36836	0,60148	0,97952	1,56312	2,40446	3,47894

Tableau D. 3. Calcul de Kα pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	α=0,195=> kα								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,02458	0,49035	1,02975	1,54476	1,81223	1,54476	1,02975	0,49035	-0,02458
b/4	-0,22484	0,15051	0,56708	1,05055	1,54476	1,81572	1,56566	1,07250	0,54705
b/2	-0,22960	-0,02122	0,22694	0,56708	1,02975	1,56566	1,95390	1,90935	1,70096
3b/4	-0,15267	-0,10304	-0,02122	0,15051	0,49035	1,07250	1,90935	2,84065	3,58942
b	-0,05192	-0,15267	-0,22960	-0,22484	-0,02458	0,54705	1,70096	3,58942	6,10472

Tableau D. 4. Calcul de Kα pour chaque position.

	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	e	-7,795	-5,84625	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,8975	5,84625	7,795
P01	0,898b	-0,09302	-0,13243	-0,14459	-0,07171	0,18549	0,76141	1,78597	3,28396	5,07860
P02	0,674b	-0,17621	-0,07801	0,05470	0,27797	0,65539	1,22339	1,92298	2,55570	3,01162
P03	0,449b	-0,22863	0,01381	0,29632	0,66570	1,13480	1,61667	1,87471	1,73865	1,46559
P04	0,225b	-0,20441	0,18517	0,61427	1,10095	1,57204	1,78808	1,51100	1,01312	0,48875
P05	0b	-0,02458	0,49035	1,02975	1,54476	1,81223	1,54476	1,02975	0,49035	-0,02458

Tableau D. 5. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge A(l).

	une voie chargé			deux voies chargées			trois voies chargées		
	L (m)	S (m²)	Kα moy	L (m)	S (m²)	Kα moy	L (m)	S (m²)	Kα moy
P01	4,5	10,2082	2,2684889	9	11,479	1,2754444	13,5	11,4866	0,8508593
P02	4,5	9,2525	2,0561111	9	12,3646	1,3738444	13,5	12,4204	0,9200296
P03	4,5	7,9298	1,7621778	9	12,9599	1,4399889	13,5	13,8472	1,0257185
P04	4,5	5,9242	1,3164889	9	12,6089	1,4009889	13,5	14,7053	1,0892815
P05	4,5	3,8888	0,8641778	9	11,3027	1,2558556	13,5	15,0238	1,1128741

Tableau D. 6. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour les surcharges Mc120 et D240.

CHARGEMENT Mc120				CHARGEMENT D240			
	L (m)	S (m²)	Kα moy		L (m)	S (m²)	Kα moy
P01	2	4,7914	2,3957	P01	3,2	4,5558	1,4236875
P02	2	4,1366	2,0683	P02	3,2	5,2533	1,64165625
P03	2	3,4199	1,70995	P03	3,2	5,6263	1,75821875
P04	2	2,5303	1,26515	P04	3,2	5,0115	1,56609375
P05	2	1,6867	0,84335	P05	3,2	3,8707	1,20959375

Tableau D. 6. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bc une voie chargée.

	e	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,8975	4,445	5,84625	6,445	7,795	Kα moy
P01	0,898b	-0,14459	-0,07171	0,18549	0,76141	1,78597	2,2068303	3,28396	3,835359	5,07860	3,0210947
P02	0,674b	0,05470	0,27797	0,65539	1,22339	1,92298	2,1007433	2,55570	2,6957837	3,01162	2,3982635
P03	0,449b	0,29632	0,66570	1,13480	1,61667	1,87471	1,8364849	1,73865	1,6547514	1,46559	1,7456182
P04	0,225b	0,61427	1,10095	1,57204	1,78808	1,51100	1,3711257	1,01312	0,8520127	0,48875	1,1115692
P05	0b	1,02975	1,54476	1,81223	1,54476	1,02975	0,8782031	0,49035	0,3321409	-0,02458	0,605172

Tableau D. 7. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bc deux voies chargées.

	e	0	1,945	1,94875	3,8975	3,945	4,445	5,84625	6,445	7,795	Kα moy
P01	0,898b	0,2025527	0,7790821	0,7801936	1,7943431	1,83020089	2,2068303	3,26545738	3,835359	5,0208686	2,1628681
P02	0,674b	0,66291	1,2246023	1,2256853	1,9169611	1,93229307	2,1007433	2,54597444	2,6957837	3,0058802	1,9883556
P03	0,449b	1,133158	1,6047931	1,6057025	1,8615792	1,85858004	1,8364849	1,7385356	1,6547514	1,4833346	1,7386524
P04	0,225b	1,5584226	1,7695355	1,7699425	1,5042459	1,49251956	1,3711257	1,02315662	0,8520127	0,5151717	1,3712984
P05	0b	1,7915537	1,5330176	1,5325192	1,0308092	1,01792502	0,8782031	0,50221841	0,3321409	-0,003974	0,9403216

Tableau D. 8. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bc trois voies chargées.

	e	-1,94875	-0,555	0	1,445	1,945	1,94875	3,8975	3,945	4,445	5,84625	6,445
P01	0,898b	-0,061867	0,1272465	0,2025527	0,630874	0,77908	0,7801936	1,79434307	1,8302009	2,2068303	3,2654574	3,835359
P02	0,674b	0,2856761	0,5554746	0,66291	1,0802084	1,22460	1,2256853	1,91696112	1,9322931	2,1007433	2,5459744	2,6957837
P03	0,449b	0,6708275	1,0014873	1,133158	1,4835502	1,60479	1,6057025	1,86157918	1,85858	1,8364849	1,7385356	1,6547514
P04	0,225b	1,0981377	1,4273344	1,5584226	1,7152648	1,76954	1,7699425	1,50424592	1,4925196	1,3711257	1,0231566	0,8520127
P05	0b	1,5325192	1,7177812	1,7915537	1,5994793	1,53302	1,5325192	1,03080921	1,017925	0,8782031	0,5022184	0,3321409

suite

7,795	Kα moy
5,0208686	1,5682655
3,0058802	1,5981842
1,4833346	1,5732745
0,5151717	1,4379654
-0,003974	1,1797579

Tableau D. 9. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bt une voie chargée.

	e	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,695	3,8975	5,695	5,84625	7,795	Kα moy
P01	0,898b	-0,143001	-0,061867	0,2025527	0,7801936	1,68896	1,7943431	3,15127853	3,2654574	5,0208686	2,4201193
P02	0,674b	0,0590921	0,2856761	0,66291	1,2256853	1,84512874	1,9169611	2,4971543	2,5459744	3,0058802	2,1711415
P03	0,449b	0,3031792	0,6708275	1,133158	1,6057025	1,83499032	1,8615792	1,74808549	1,7385356	1,4833346	1,7915379
P04	0,225b	0,6193976	1,0981377	1,5584226	1,7699425	1,53185518	1,5042459	1,06049581	1,0231566	0,5151717	1,2961755
P05	0b	1,0308092	1,5325192	1,7915537	1,5325192	1,08294328	1,0308092	0,54324438	0,5022184	-0,003974	0,8130938

Tableau D. 10. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bt deux et trois voies chargées.

	e	0	0,695	1,94875	2,695	3,695	3,8975	5,695	5,84625	7,795	Kα moy
P01	0,898b	0,2025527	0,4085619	0,7801936	1,1685498	1,68896	1,7943431	3,15127853	3,2654574	5,0208686	1,6043375
P02	0,674b	0,66291	1,1524054	1,2256853	1,4904009	1,84512874	1,9169611	2,4971543	2,5459744	3,0058802	1,7462723
P03	0,449b	1,133158	1,5441717	1,6057025	1,7036873	1,83499032	1,8615792	1,74808549	1,7385356	1,4833346	1,7077337
P04	0,225b	1,5584226	1,7424001	1,7699425	1,6681972	1,53185518	1,5042459	1,06049581	1,0231566	0,5151717	1,5007371
P05	0b	1,7915537	1,5662485	1,5325192	1,3403955	1,08294328	1,0308092	0,54324438	0,5022184	-0,003974	1,1332079

Tableau D. 11. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour le revêtement et le trottoir.

REVÊTEMENT				TROTTOIR			
	L (m)	S (m²)	Kα moy		L (m)	S (m²)	Kα moy
P01	14,5	12,9688	0,8944	P01	1,09	2,7829	2,55311927
P02	14,5	14,0573	0,969469	P02	1,09	1,6772	1,5387156
P03	14,5	14,6394	1,0096138	P03	1,09	0,8168	0,7493578
P04	14,5	14,1007	0,9724621	P04	1,09	0,2677	0,24559633
P05	14,5	15,3544	1,0589241	P05	1,09	0,0758	0,06954128

Tableau D. 12. Calcul du moment réel dans les poutres.

charges et surcharges		moment max (KN.m)	Moment par poutre	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5	
				Kα moy	**m réel (KN.m)**	Kα moy	**m réel (KN.m)**	Kα moy	**m réel (KN.m)**	Kα moy	**m réel (KN.m)**	Kα moy	**m réel (KN.m)**
	CP	34121,3082	3791,2565	1,0000	**3791,2565**	1,0000	**3791,2565**	1,0000	**3791,2565**	1,0000	**3791,2565**	1,0000	**3791,2565**
	REV	4263,0000	473,6667	0,8944	**423,6475**	0,9695	**459,2051**	1,0096	**478,2204**	0,9725	**460,6229**	1,0589	**501,5771**
	TROUTOIR	1420,6172	157,8464	2,5531	**403,0006**	1,5387	**242,8806**	0,7494	**118,2834**	0,2456	**38,7665**	0,0695	**10,9768**
Σ	G				**4617,9045**		**4493,3423**		**4387,7603**		**4290,6458**		**4303,8104**
A (l)	1 voie	5252,1875	583,5764	2,2685	**1323,8366**	2,0561	**1199,8979**	1,7622	**1028,3653**	1,3165	**768,2718**	0,8642	**504,3137**
	2 voies	10504,3750	1167,1528	1,2754	**1488,6385**	1,3738	**1603,4864**	1,4400	**1680,6870**	1,4010	**1635,1681**	1,2559	**1465,7753**
	3 voies	14180,9063	1575,6563	0,8509	**1340,6617**	0,9200	**1449,6504**	1,0257	**1616,1798**	1,0893	**1716,3332**	1,1129	**1753,5070**
Bc	1v	4739,9478	526,6609	3,0211	**1591,0923**	2,3983	**1263,0715**	1,7456	**919,3488**	1,1116	**585,4200**	0,6052	**318,7204**
	2v	8764,6164	973,8463	2,1629	**2106,3010**	1,9884	**1936,3527**	1,7387	**1693,1801**	1,3713	**1335,4338**	0,9403	**915,7287**
	3v	11415,4820	1268,3869	1,5683	**1989,1673**	1,5982	**2027,1159**	1,5733	**1995,5207**	1,4380	**1823,8965**	1,1798	**1496,3894**
Bt	1v	3408,9800	378,7756	2,4201	**916,6820**	2,1711	**822,3753**	1,7915	**678,5908**	1,2962	**490,9596**	0,8131	**307,9801**
	2v et 3v	6856,5500	761,8389	1,6043	**1222,2467**	1,7463	**1330,3782**	1,7077	**1301,0179**	1,5007	**1143,3199**	1,1332	**863,3219**
Mc120	1c	9365,3299	1040,5922	2,3957	**2492,9468**	2,0683	**2152,2569**	1,7100	**1779,3607**	1,2652	**1316,5052**	0,8434	**877,5834**
D240	1c	15408,4200	1712,0467	1,4237	**2437,4194**	1,6417	**2810,5921**	1,7582	**3010,1526**	1,5661	**2681,2256**	1,2096	**2070,8809**

Tableau D. 13. Combinaison d'action.

	COMB	P1	P2	P3	P4	P5		COMB	P1	P2	P3	P4	P5
ELS	G+1,2A(l)1	6206,508	5933,220	5621,799	5212,572	4908,987	ELU	1,35G+1,6A(l)1	8352,310	7985,849	7568,861	7021,607	6617,046
	G+1,2A(l)2	6404,271	6417,526	6404,585	6252,848	6062,741		1,35G+1,6A(l)2	8615,993	8631,590	8612,576	8408,641	8155,384
	G+1,2A(l)3	6226,699	6232,923	6327,176	6350,246	6408,019		1,35G+1,6A(l)3	8379,230	8385,453	8509,364	8538,505	8615,755
	G+1,2Bc1	6527,215	6009,028	5490,979	4993,150	4686,275		1,35G+1,6Bc1	8779,919	8086,926	7394,434	6729,044	6320,097
	G+1,2Bc2	7145,466	6816,965	6419,576	5893,166	5402,685		1,35G+1,6Bc2	9604,253	9164,176	8632,565	7929,066	7275,310
	G+1,2Bc3	7004,905	6925,881	6782,385	6479,322	6099,478		1,35G+1,6Bc3	9416,839	9309,398	9116,310	8710,606	8204,367
	G+1,2Bt1	5717,923	5480,193	5202,069	4879,797	4673,386		1,35G+1,6Bt1	7700,862	7381,813	7009,222	6577,907	6302,912
	G+1,2Bt2	6084,601	6089,796	5948,982	5662,630	5339,797		1,35G+1,6Bt2	8189,766	8194,617	8005,105	7621,684	7191,459
	G+Mc120	7110,851	6645,599	6167,121	5607,151	5181,394		1,35G+1,35Mc120	9599,649	8971,559	8325,613	7569,654	6994,882
	G+D240	7055,324	7303,934	**7397,913**	6971,871	6374,691		1,35G+1,35D240	9524,687	9860,311	**9987,182**	9412,026	8605,833

C.2. Pondération de l'effort tranchant :

Tableau D. 44. Calcul de $\mathcal{E}0$ pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	$\mathcal{E}0$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0514278	0,0578042	0,16753929	0,26843	0,3186459	0,26843	0,167858	0,0578042	0,006402
b/4	-0,0807976	-0,0017168	0,0825317	0,1762457	0,26843	0,3156673	0,2651718	0,1648149	0,053983
b/2	-0,0718703	-0,0293825	0,0188048	0,0825317	0,167858	0,2651718	0,3336223	0,3232141	0,2809496
3b/4	-0,0484872	-0,0412573	-0,0293825	-0,0017168	0,0578042	0,1648149	0,3232141	0,5053056	0,6622481
b	-0,0219037	-0,0484872	-0,0718703	-0,0807982	-0,0514278	0,053983	0,2809496	0,6622481	0,4748549

Tableau D. 15. Calcul de $\mathcal{E}'1$ pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	$\mathcal{E}'1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,011852	0,024730	0,094238	0,253982	0,623444	0,253982	0,094238	0,024730	-0,011852
b/4	-0,012019	0,002342	0,030363	0,097225	0,256785	0,626652	0,256293	0,090705	0,001972
b/2	-0,006993	-0,001135	0,010487	0,038875	0,107893	0,270024	0,639829	0,258858	0,052303
3b/4	0,001634	0,005889	0,013591	0,030153	0,066233	0,144011	0,309952	0,661190	0,194086
b	0,016752	-0,013321	0,036932	0,058773	0,095762	0,155768	0,248513	0,382415	0,553706

Tableau D. 16. Calcul de $\mathcal{E}'\alpha$ pour Θ = 0,83.

Θ=0,83	$\mathcal{E}'\alpha$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,033952	0,051355	0,153245	0,265613	0,378082	0,265613	0,153502	0,051355	-0,001659
b/4	-0,050426	0,000076	0,072359	0,160837	0,266159	0,376309	0,263440	0,132089	0,031016
b/2	-0,043221	-0,016909	0,015132	0,074019	0,156165	0,266118	0,468839	0,294795	0,179982
3b/4	-0,026354	-0,020438	-0,010406	0,012356	0,059448	0,155628	0,317358	0,574142	0,455513
b	-0,004834	-0,032958	-0,023824	-0,019165	0,013569	0,098930	0,266626	0,538677	0,509675

Tableau D. 57. Calcul de $\varepsilon'\alpha$ pour chaque position.

Θ=0,83	$\varepsilon'\alpha$									
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	e	-7,795	-5,84625	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,8975	5,84625	7,795
Poutre 1	0,898b	-0,01361	-0,02785	-0,01835	-0,00631	0,03229	0,12206	0,28732	0,55315	0,48758
Poutre 2	0,674b	-0,03151	-0,01936	-0,00259	0,03122	0,08904	0,18943	0,36371	0,48867	0,37121
Poutre 3	0,449b	-0,04469	-0,01344	0,02680	0,09173	0,17860	0,28859	0,42694	0,26161	0,14960
Poutre 4	0,225b	-0,04875	0,00531	0,08061	0,17152	0,27757	0,36502	0,25223	0,12385	0,02768
Poutre 5	0b	-0,03395	0,05135	0,15325	0,26561	0,37808	0,26561	0,15350	0,05135	-0,00166

Tableau D. 18. Calcul de $\varepsilon'\alpha$ moy pour la surcharge A(l).

	une voie chargé			deux voies chargées			trois voies chargées		
	L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy	L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy	L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy
P1	4,5	1,6917	0,37593	9	1,9097	0,21219	13,5	1,9131	0,14171
P2	4,5	1,7642	0,39204	9	2,2115	0,24572	13,5	2,2349	0,16555
P3	4,5	1,5557	0,34571	9	2,3998	0,26664	13,5	2,4989	0,18510
P4	4,5	1,0055	0,22344	9	2,2454	0,24949	13,5	2,5272	0,18720
P5	4,5	0,5805	0,12900	9	2,0587	0,22874	13,5	2,6324	0,19499

Tableau D. 19. Calcul de ε‘α moy pour les surcharges Mc120 et D240.

chargement Mc120:				chargement D240:			
	L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy		L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy
P1	2	0,768	0,384	P1	3,2	0,7673	0,2397813
P2	2	0,7617	0,38085	P2	3,2	0,9791	0,3059688
P3	2	0,6208	0,3104	P3	3,2	1,1867	0,3708438
P4	2	0,4331	0,21655	P4	3,2	0,9622	0,3006875
P5	2	0,2838	0,1419	P5	3,2	0,6408	0,20025

Tableau D. 20. Calcul de $\mathcal{E}'\alpha$ moy pour la surcharge Bc 1 voie.

	e	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,8975	4,445	5,84625	6,445	7,795	$\mathcal{E}'\alpha$ moy
P1	0,898b	-0,018350	-0,006306	0,032286	0,122060	0,287322	0,362005	0,553145	0,533000	0,487579	0,447503
P2	0,674b	-0,002592	0,031223	0,089040	0,189434	0,363706	0,398815	0,488672	0,452582	0,371210	0,425699
P3	0,449b	0,026805	0,091727	0,178601	0,288595	0,426943	0,380492	0,261607	0,227192	0,149596	0,303842
P4	0,225b	0,080608	0,171523	0,277574	0,365020	0,252228	0,216162	0,123855	0,094306	0,027683	0,155234
P5	0b	0,153245	0,265613	0,378082	0,265613	0,153502	0,124804	0,051355	0,035066	-0,001659	0,079935

Tableau D. 21. Calcul de $\mathcal{E}'\alpha$ pour la surcharge Bc 2 voies.

	e	0	1,945	1,94875	3,8975	3,945	4,445	5,84625	6,445	7,795	$\mathcal{E}'\alpha$ moy
P1	0,898b	0,032286	0,121887	0,122060	0,287322	0,293802	0,362005	0,553145	0,533000	0,487579	0,327674
P2	0,674b	0,089040	0,189241	0,189434	0,363706	0,366752	0,398815	0,488672	0,452582	0,371210	0,351847
P3	0,449b	0,178601	0,288383	0,288595	0,426943	0,422913	0,380492	0,261607	0,227192	0,149596	0,329745
P4	0,225b	0,277574	0,364851	0,365020	0,252228	0,249099	0,216162	0,123855	0,094306	0,027683	0,231104
P5	0b	0,378082	0,265829	0,265613	0,153502	0,151012	0,124804	0,051355	0,035066	-0,001659	0,144178

Tableau D. 22. Calcul de $\mathcal{E}$'α moy pour la surcharge Bc 3 voies.

	e	-0,555	0	1,445	1,945	1,94875	3,8975	3,945	4,445	5,84625	6,445	7,795	$\mathcal{E}'\alpha$ moy
P1	0,898b	0,021295	0,032286	0,098854	0,121887	0,122060	0,287322	0,293802	0,362005	0,553145	0,533000	0,487579	0,238474
P2	0,674b	0,072574	0,089040	0,163482	0,189241	0,189434	0,363706	0,366752	0,398815	0,488672	0,452582	0,371210	0,273908
P3	0,449b	0,153860	0,178601	0,260161	0,288383	0,288595	0,426943	0,422913	0,380492	0,261607	0,227192	0,149596	0,288833
P4	0,225b	0,247371	0,277574	0,342415	0,364851	0,365020	0,252228	0,249099	0,216162	0,123855	0,094306	0,027683	0,252367
P5	0b	0,346051	0,378082	0,294686	0,265829	0,265613	0,153502	0,151012	0,124804	0,051355	0,035066	-0,001659	0,202908

Tableau D. 23. Calcul de $\varepsilon'\alpha$ moy pour la surcharge Bt 1 voie.

	e	-3,8975	-1,94875	0	1,94875	3,8975	4,195	5,84625	6,195	7,795	$\varepsilon'\alpha$ moy
P1	0,898b	-0,018350	-0,006306	0,032286	0,122060	0,287322	0,327903	0,553145	0,541412	0,487579	0,434657
P2	0,674b	-0,002592	0,031223	0,089040	0,189434	0,363706	0,382784	0,488672	0,467651	0,371210	0,425217
P3	0,449b	0,026805	0,091727	0,178601	0,288595	0,426943	0,401702	0,261607	0,241561	0,149596	0,321632
P4	0,225b	0,080608	0,171523	0,277574	0,365020	0,252228	0,232630	0,123855	0,106644	0,027683	0,169637
P5	0b	0,153245	0,265613	0,378082	0,265613	0,153502	0,137908	0,051355	0,041867	-0,001659	0,089888

Tableau D. 24. Calcul de $\varepsilon'\alpha$ pour la surcharge Bt 2 et 3 voies.

	e	0	1,195	1,94875	3,195	3,8975	4,195	5,84625	6,195	7,795	$\varepsilon'\alpha$ moy
P1	0,898b	0,032286	0,087337	0,122060	0,227747	0,287322	0,327903	0,553145	0,541412	0,487579	0,296100
P2	0,674b	0,089040	0,150603	0,189434	0,300883	0,363706	0,382784	0,488672	0,467651	0,371210	0,325480
P3	0,449b	0,178601	0,246051	0,288595	0,377070	0,426943	0,401702	0,261607	0,241561	0,149596	0,316596
P4	0,225b	0,277574	0,331197	0,365020	0,292888	0,252228	0,232630	0,123855	0,106644	0,027683	0,240840
P5	0b	0,378082	0,309114	0,265613	0,193916	0,153502	0,137908	0,051355	0,041867	-0,001659	0,170702

Tableau D. 25. Calcul de $\varepsilon'\alpha$ moy pour le revêtement et le trottoir.

TROTTOIR				REVÊTEMENT			
	L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy		L (m)	S (m²)	$\varepsilon'\alpha$ moy
P1	1,09	0,301	0,276146789	P1	14,5	2,0786	0,143351724
P2	1,09	0,2244	0,20587156	P2	14,5	2,3811	0,164213793
P3	1,09	0,0852	0,078165138	P3	14,5	2,572	0,17737931
P4	1,09	0,0054	0,004954128	P4	14,5	2,5393	0,175124138
P5	1,09	-0,0126	-0,011559633	P5	14,5	2,6481	0,182627586

Tableau D. 26. Calcul d'effort tranchant réel dans les poutres.

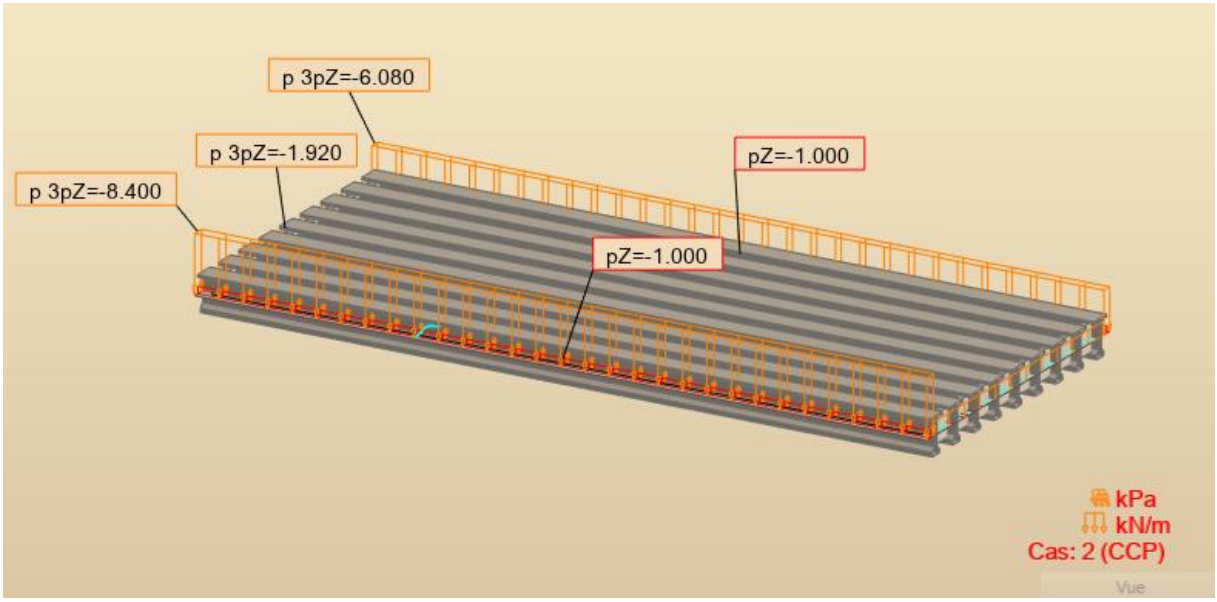
charges et surcharges		T0 (KN)	T0 /poutre (KN)	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5	
				e'α moy	**T0 réel (KN.m)**	e'α moy	**T0 réel (KN.m)**	e'α moy	**T0 réel (KN.m)**	e'α moy	**T0 réel (KN.m)**	e'α moy	**T0 réel (KN.m)**
	CP	3899,58000	433,28667	1,00000	**433,28667**	1,00000	**433,28667**	1,00000	**433,28667**	1,00000	**433,28667**	1,00000	**433,28667**
	REV	487,20000	54,13333	0,14335	**7,76011**	0,16421	**8,88944**	0,17738	**9,60213**	0,17512	**9,48005**	0,18263	**9,88624**
	TRT	162,36000	18,04000	0,27615	**4,98169**	0,20587	**3,71392**	0,07817	**1,41010**	0,00495	**0,08937**	-0,01156	**-0,20854**
Σ	G				**446,02846**		**445,89003**		**444,29890**		**442,85609**		**442,96437**
A (l)	1v	600,25000	600,25000	0,37593	**225,65398**	0,39204	**235,32468**	0,34571	**207,51309**	0,22344	**134,12253**	0,12900	**77,43225**
	2v	1200,50000	1200,50000	0,21219	**254,73276**	0,24572	**294,98953**	0,26664	**320,10666**	0,24949	**299,51141**	0,22874	**274,60771**
	3v	1620,67500	1620,67500	0,14171	**229,66766**	0,16555	**268,29975**	0,18510	**299,99295**	0,18720	**303,39036**	0,19499	**316,01962**
Bc	1v	550,65000	550,65000	0,44750	**246,41733**	0,42570	**234,41089**	0,30384	**167,31049**	0,15523	**85,47953**	0,07994	**44,01628**
	2v	1018,20000	1018,20000	0,32767	**333,63725**	0,35185	**358,25112**	0,32974	**335,74618**	0,23110	**235,31058**	0,14418	**146,80193**
	3v	1326,16000	1326,16000	0,23847	**316,25442**	0,27391	**363,24538**	0,28883	**383,03928**	0,25237	**334,67940**	0,20291	**269,08847**
Bt	1v	366,01000	366,01000	0,43466	**159,08896**	0,42522	**155,63374**	0,32163	**117,72047**	0,16964	**62,08884**	0,08989	**32,89980**
	2-3v	736,16000	736,16000	0,29610	**217,97677**	0,32548	**239,60545**	0,31660	**233,06536**	0,24084	**177,29654**	0,17070	**125,66362**
Mc 120	1c	979,87000	979,87000	0,38400	**376,27008**	0,38085	**373,18349**	0,31040	**304,15165**	0,21655	**212,19085**	0,14190	**139,04355**
D 240	1c	1577,16000	1577,16000	0,23978	**378,17340**	0,25969	**409,56874**	0,33408	**526,90451**	0,30069	**474,23230**	0,20025	**315,82629**

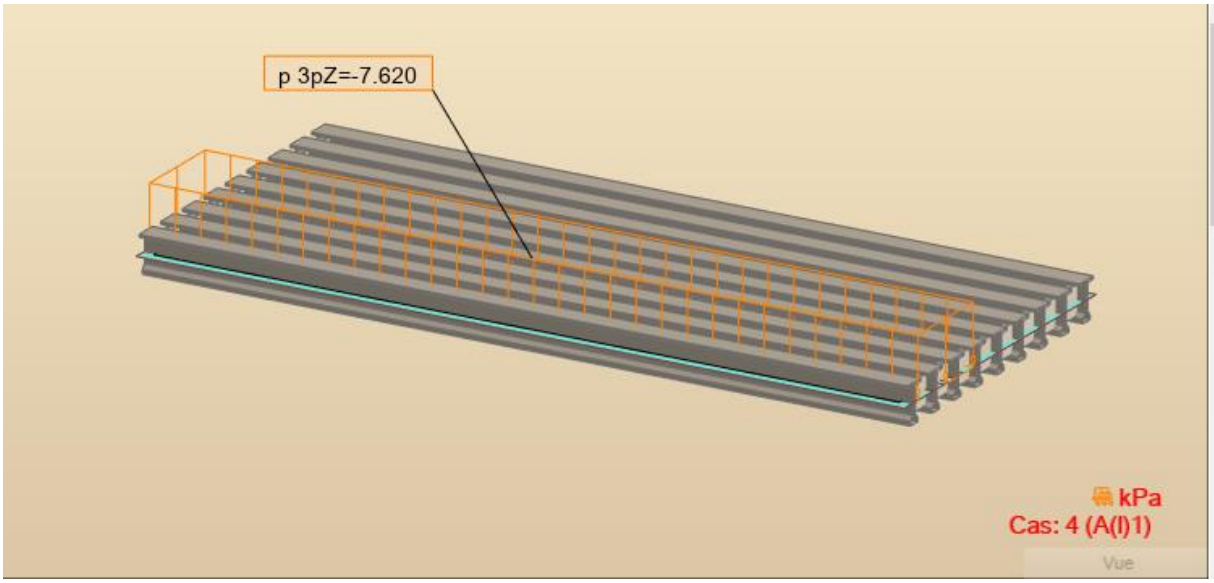
Tableau D. 27. Combinaison d'actions.

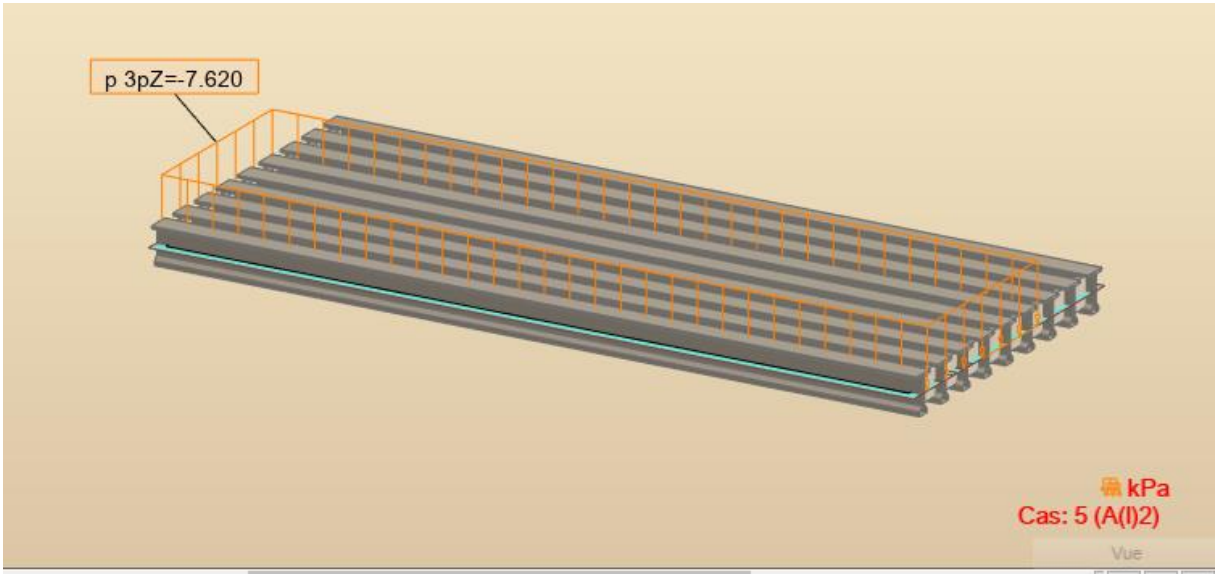
	COMB	P1	P2	P3	P4	P5		COMB	P1	P2	P3	P4	P5
ELS	G+1,2A(l)1	716,813	728,280	693,315	603,803	535,883	ELU	1,35G+1,6A(l)1	963,185	978,471	931,824	812,452	721,894
	G+1,2A(l)2	751,708	799,877	828,427	802,270	772,494		1,35G+1,6A(l)2	1009,711	1073,935	1111,974	1077,074	1037,374
	G+1,2A(l)3	721,630	767,850	804,290	806,925	822,188		1,35G+1,6A(l)3	969,607	1031,231	1079,792	1083,280	1103,633
	G+1,2Bc1	741,729	727,183	645,071	545,432	495,784		1,35G+1,6Bc1	996,406	977,009	867,500	734,623	668,428
	G+1,2Bc2	846,393	875,791	847,194	725,229	619,127		1,35G+1,6Bc2	1135,958	1175,153	1136,997	974,353	832,885
	G+1,2Bc3	825,534	881,784	903,946	844,471	765,871		1,35G+1,6Bc3	1108,146	1183,144	1212,666	1133,343	1028,543
	G+1,2Bt1	636,935	632,651	585,563	517,363	482,444		1,35G+1,6Bt1	856,681	850,966	788,156	697,198	650,642
	G+1,2Bt2	707,601	733,417	723,977	655,612	593,761		1,35G+1,6Bt2	950,901	985,320	972,708	881,530	799,064
	G+Mc120	822,299	819,074	748,451	655,047	582,008		1,35G+1,35Mc120	1110,103	1105,749	1010,408	884,313	785,711
	G+D240	824,202	855,459	**971,203**	917,088	758,791		1,35G+1,35D240	1112,673	1154,869	**1311,125**	1238,069	1024,367

ANNEXE D. REPARTITION TRANSVERSALE

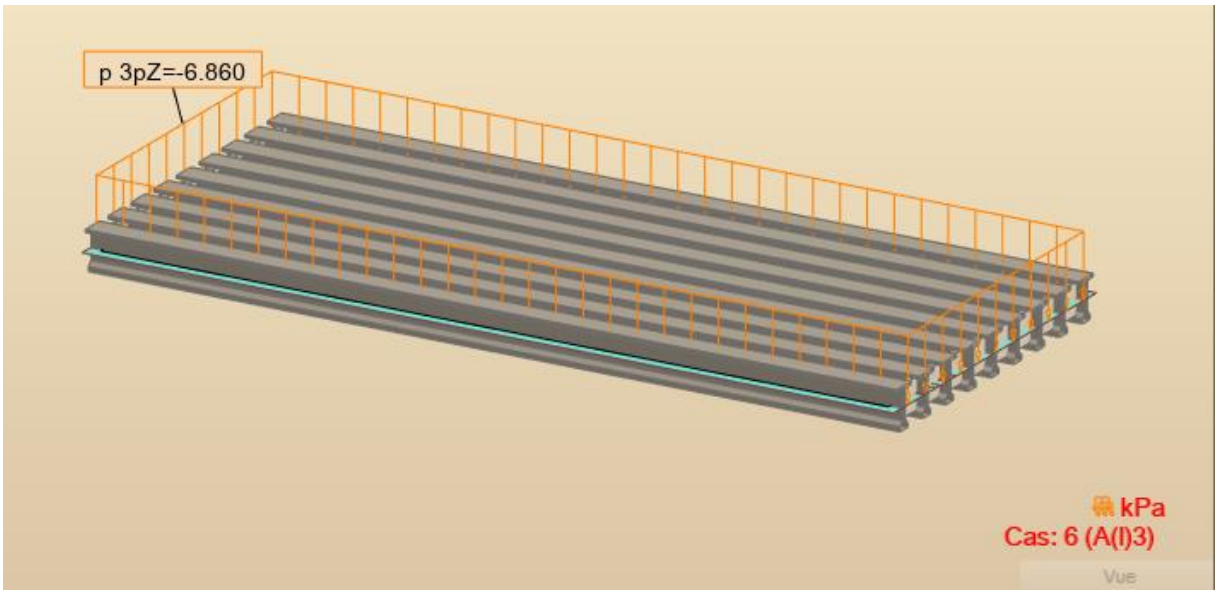
Chargement du tablier :

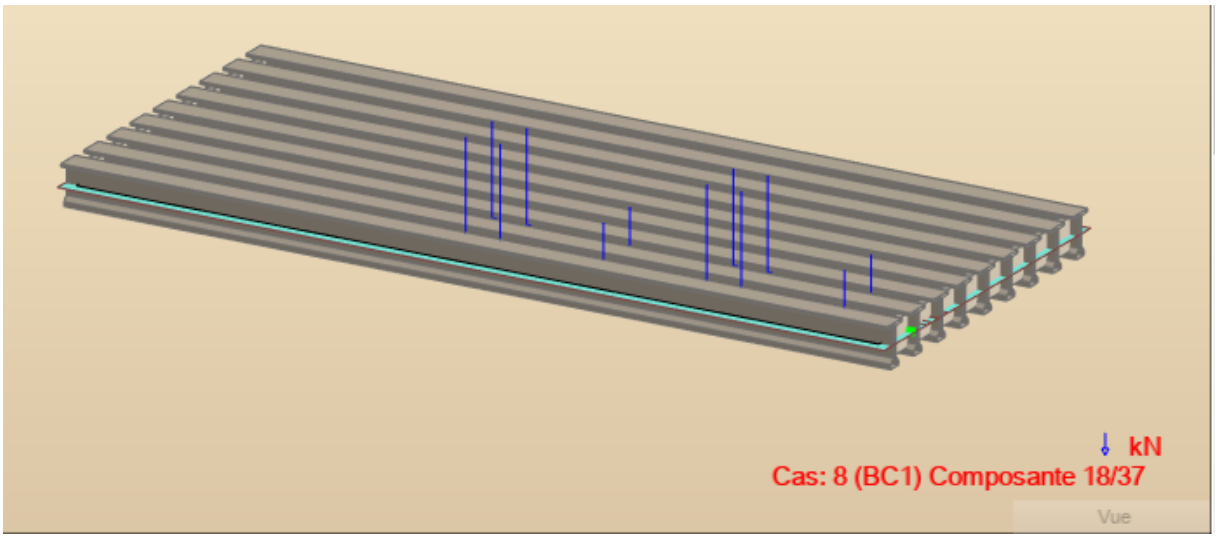


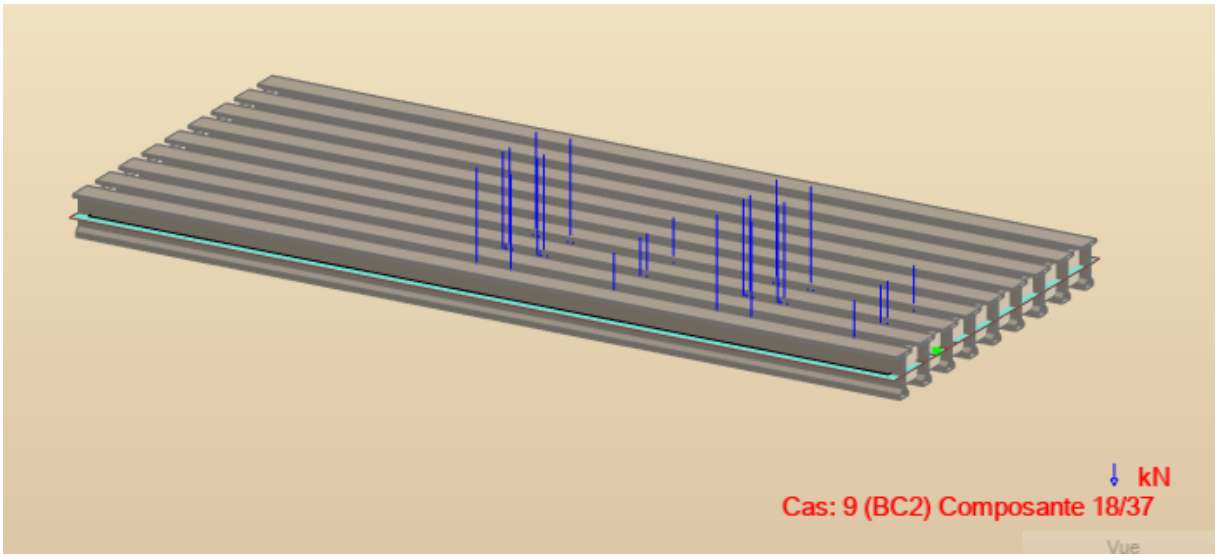




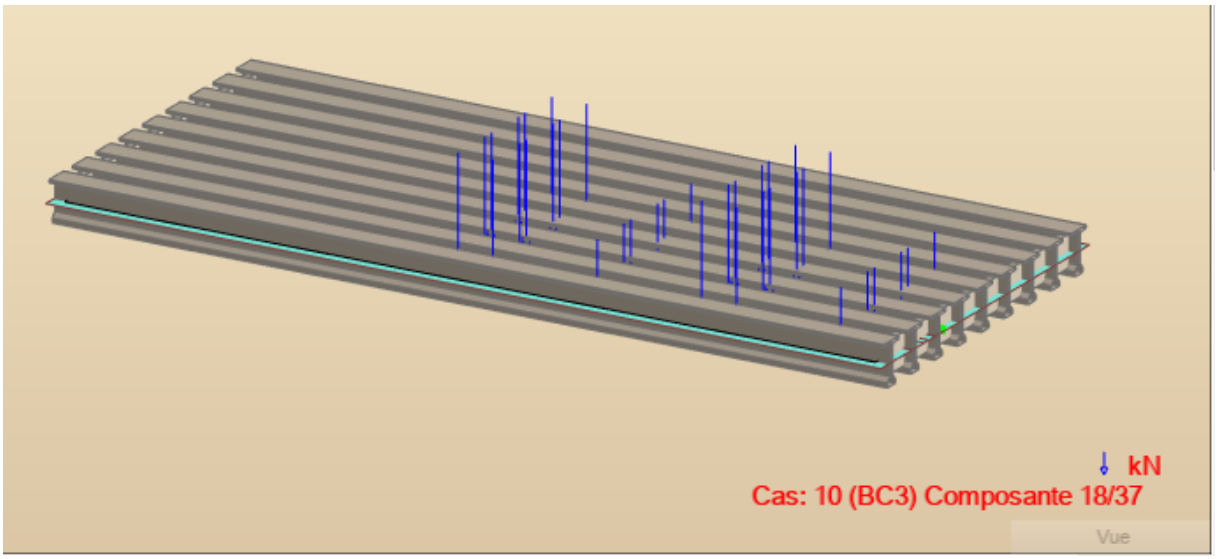
ANNEXE D. REPARTITION TRANSVERSALE

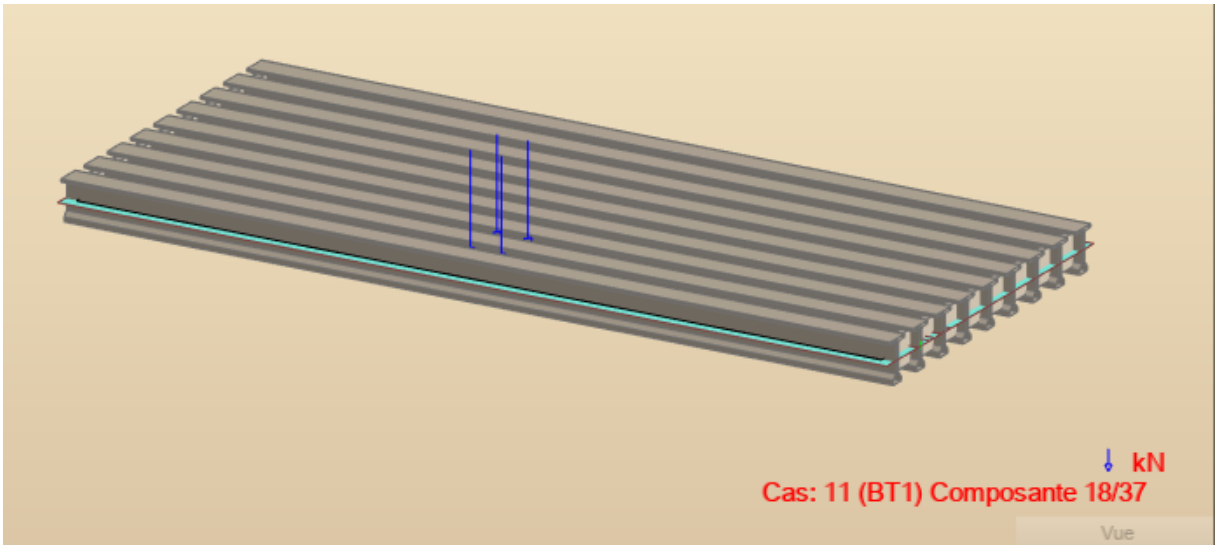


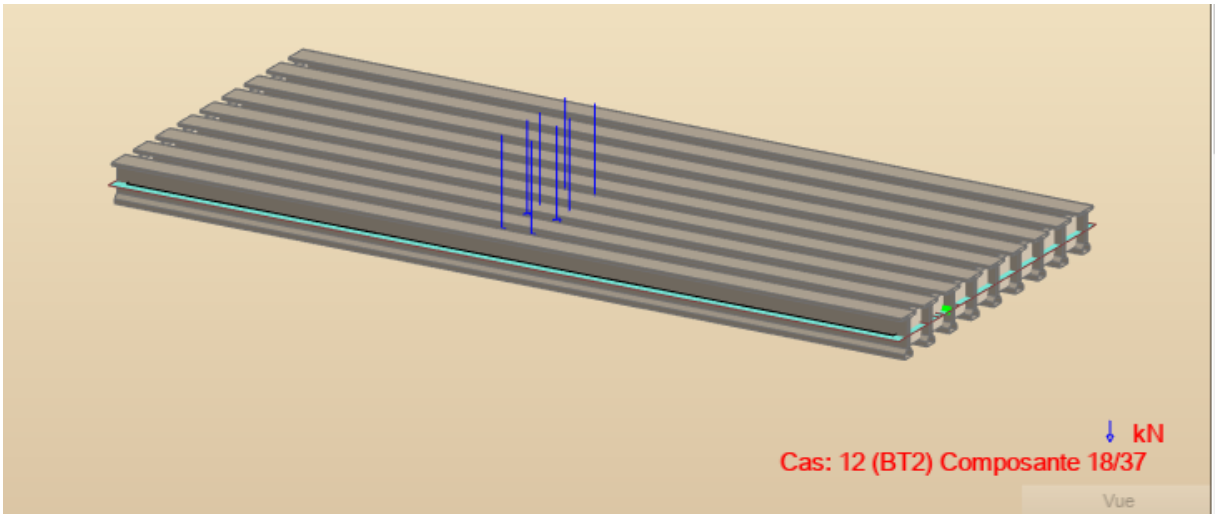




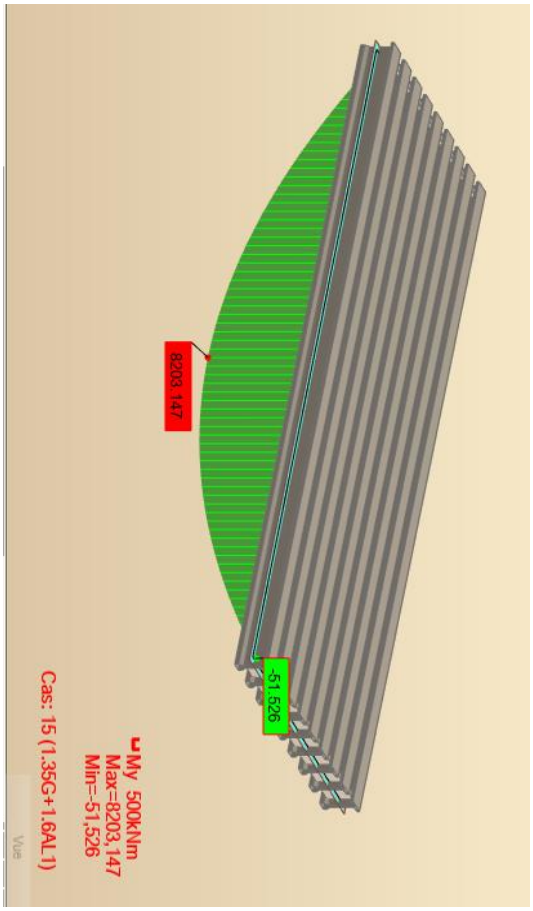
ANNEXE D. REPARTITION TRANSVERSALE

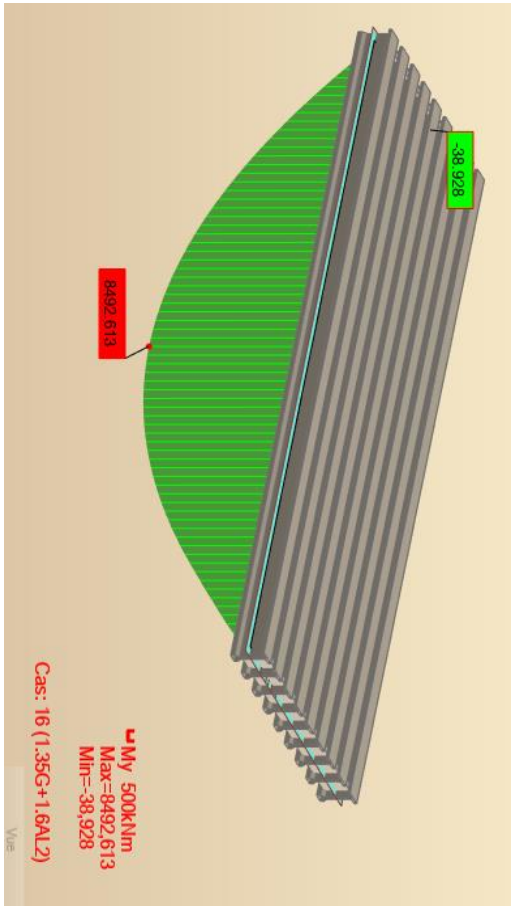


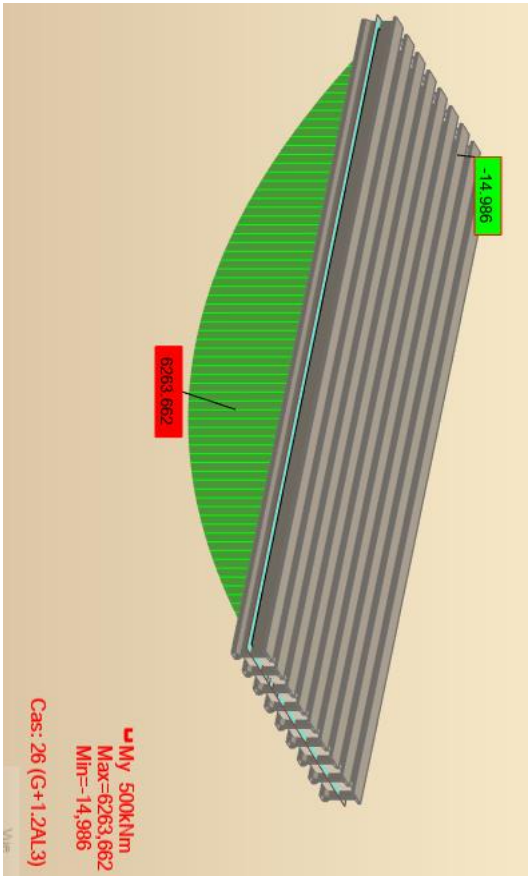


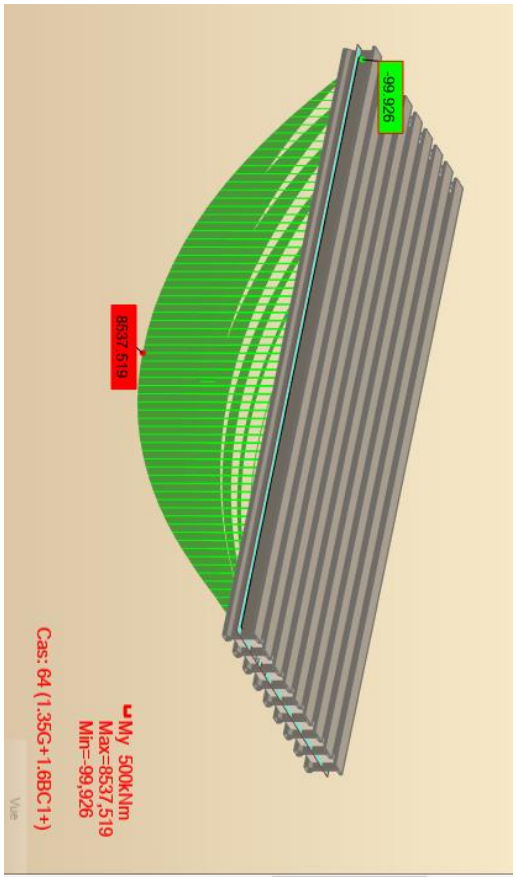


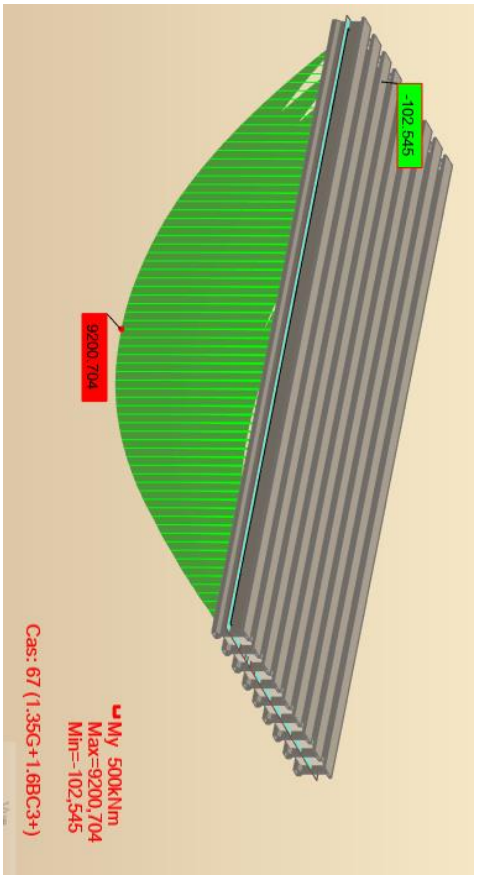
Moment fléchissant ELU :

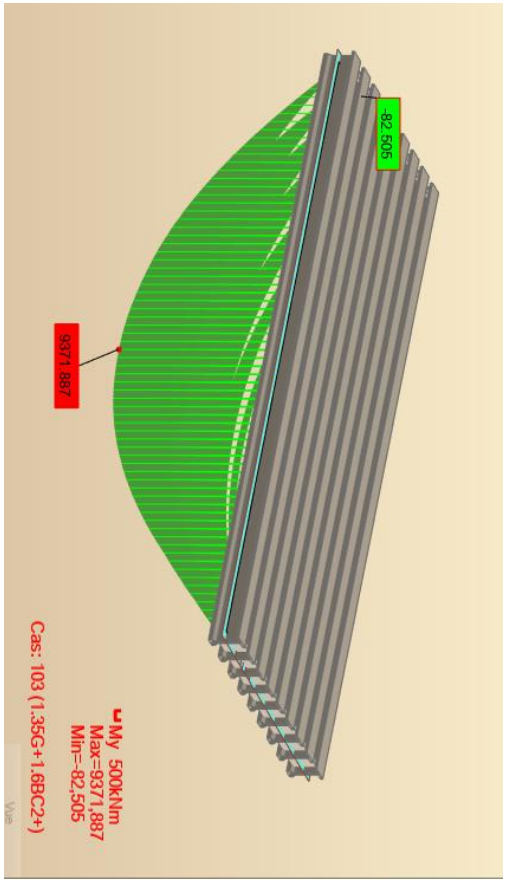


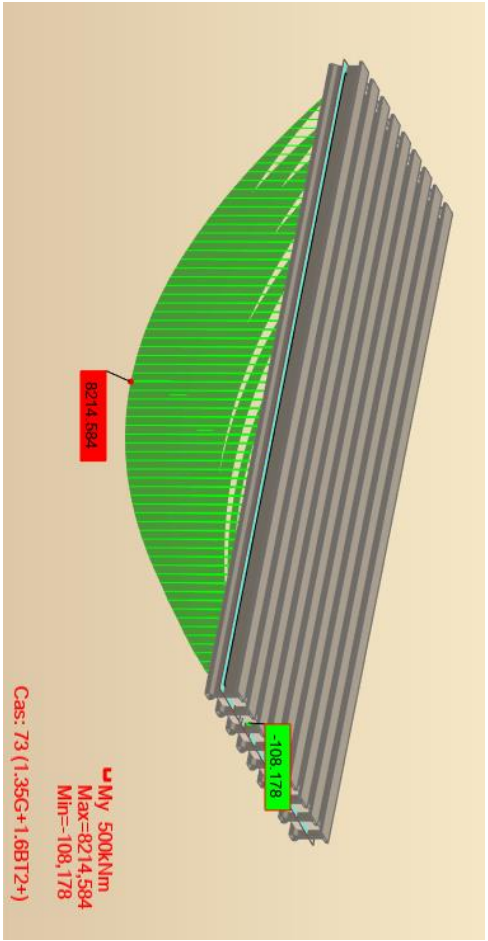


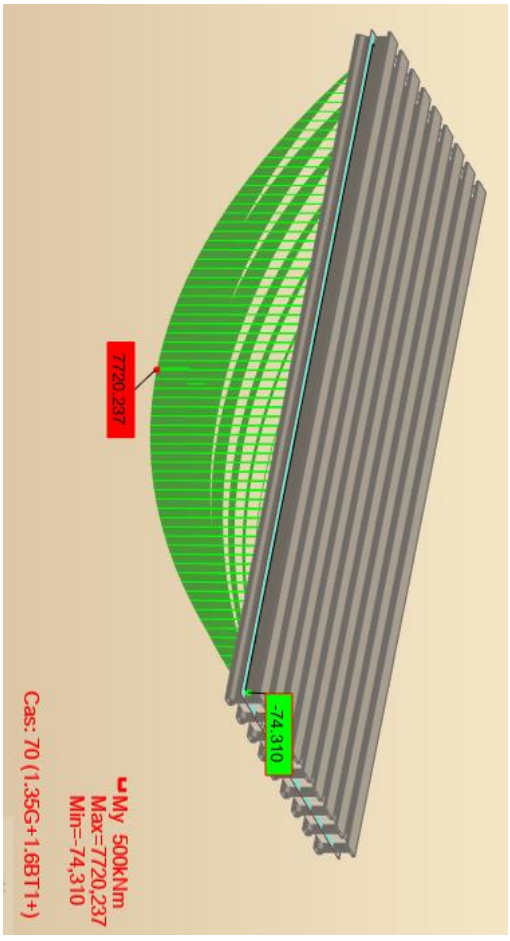


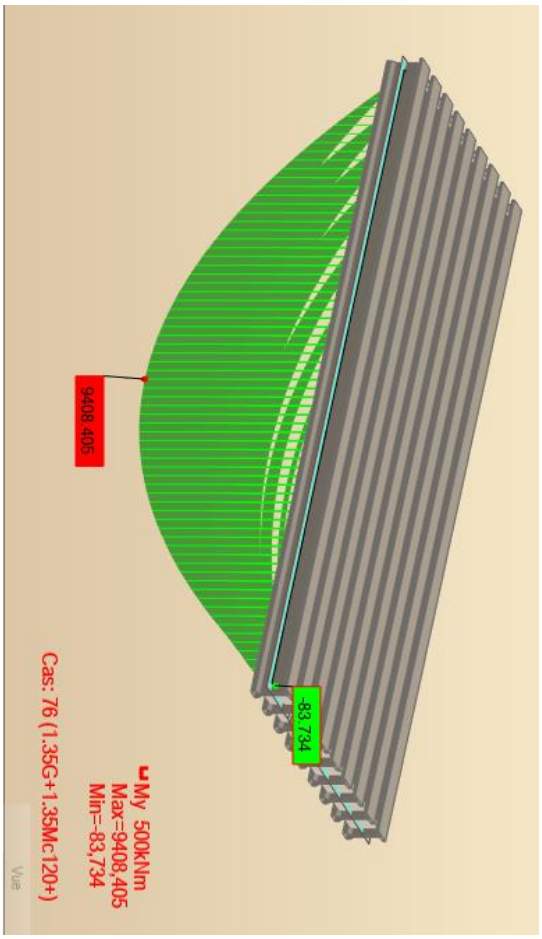


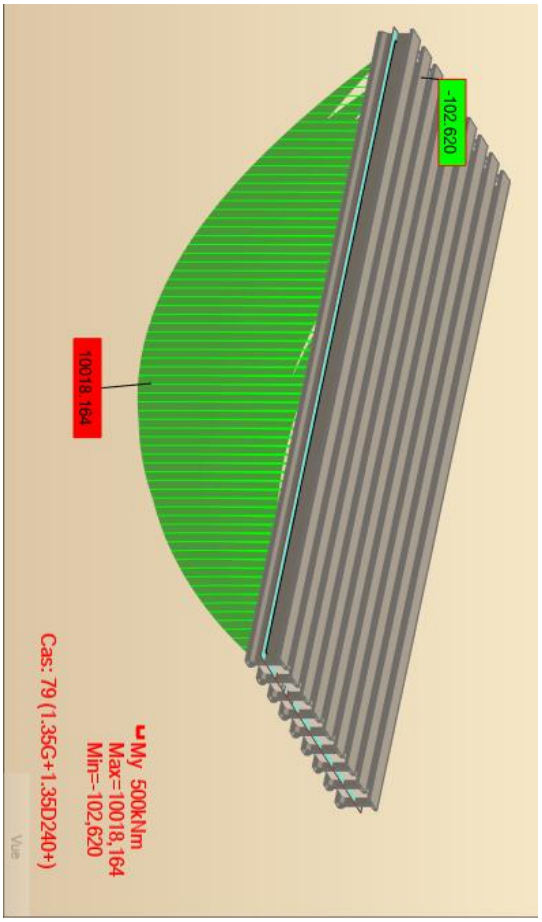

-102.545
9200.704
My 500kNm
Max=9200,704
Min=-102,545
Cas: 67 (1.35G+1.6BC3+)


-82.505
9371.887
My 500kNm
Max=9371,887
Min=-82,505
Cas: 103 (1.35G+1.6BC2+)

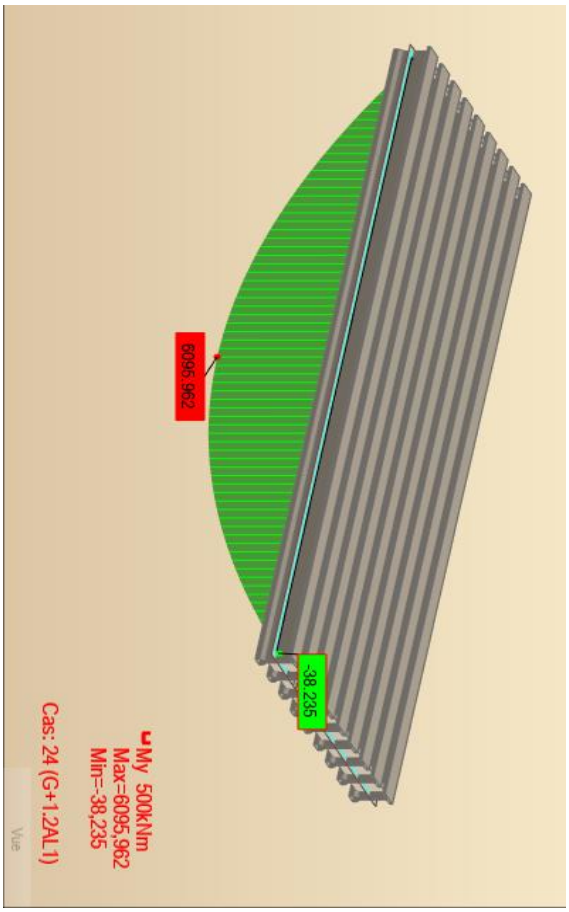

8214.584
-108.178
My 500kNm
Max=8214,584
Min=-108,178
Cas: 73 (1.35G+1.6BT2+)

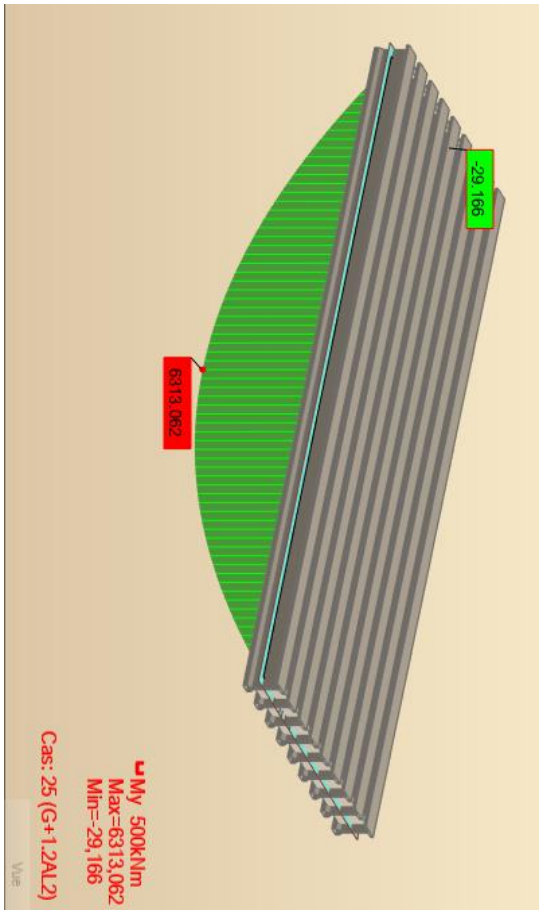

7720.237
-74.310
My 500kNm
Max=7720,237
Min=-74,310
Cas: 70 (1.35G+1.6BT1+)

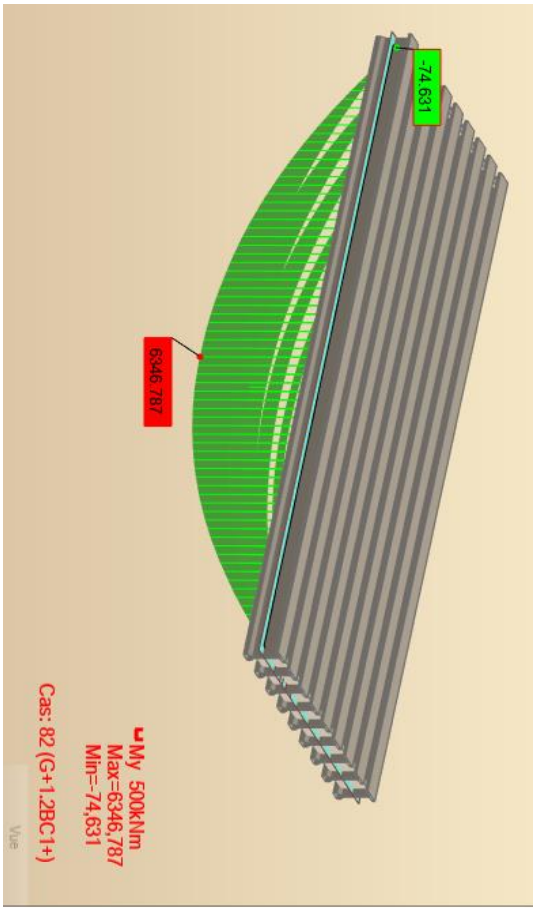


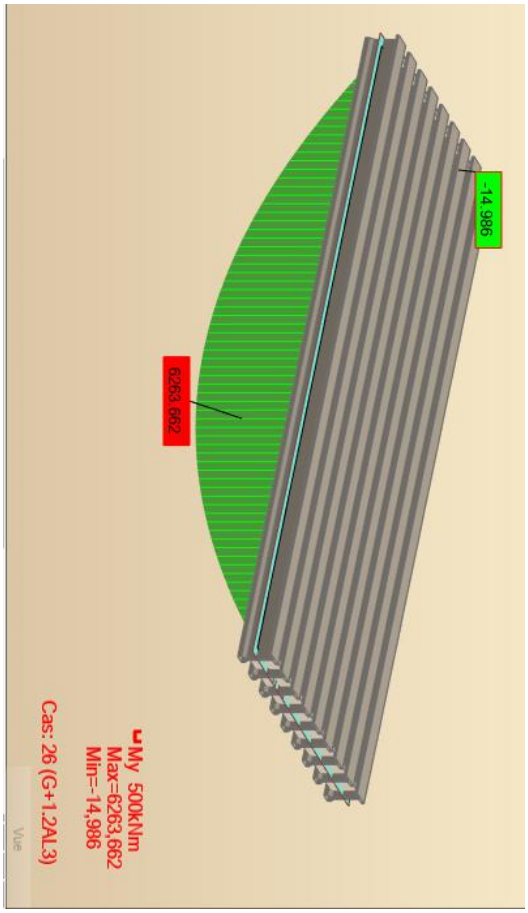


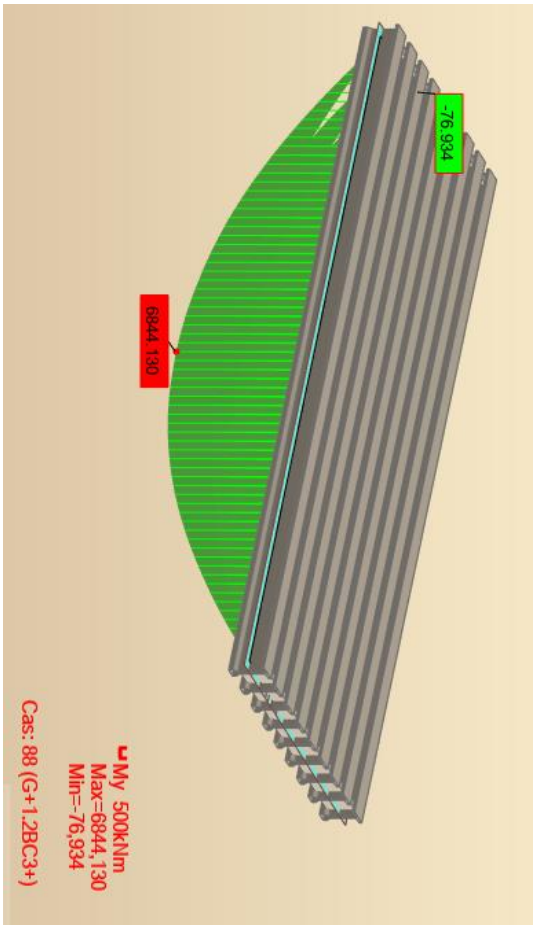
Moment fléchissant ELS :

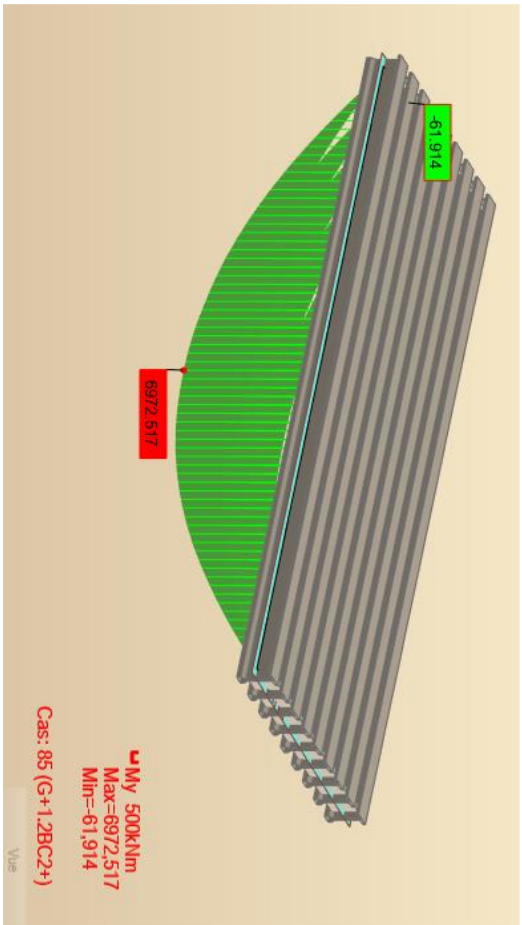


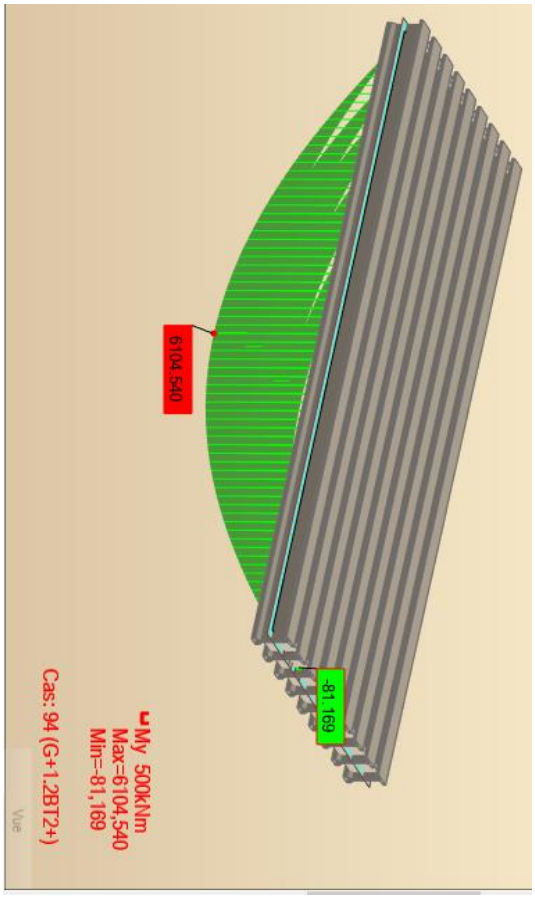


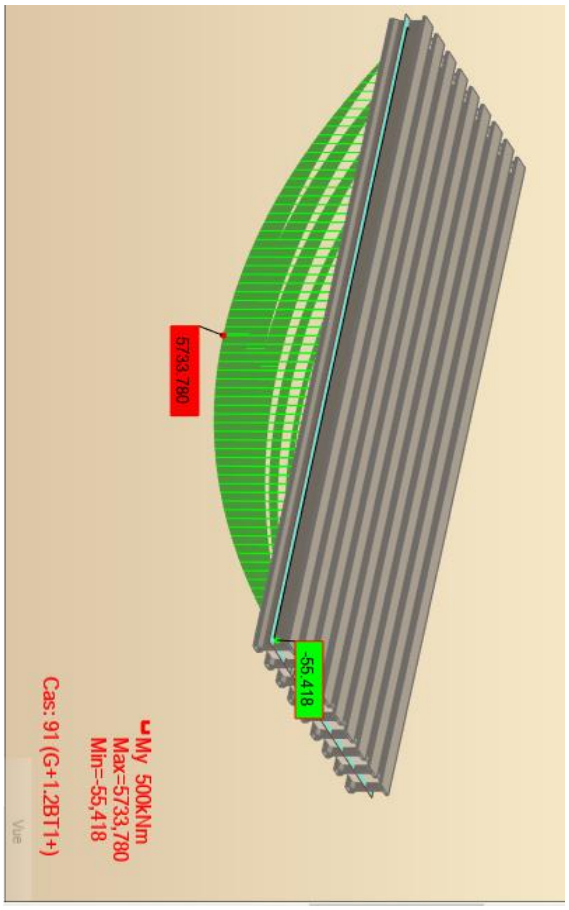

-74,631
6346,787
My 500kNm
Max=6346,787
Min=-74,631
Cas: 82 (G+1.2BC1+)
Vue

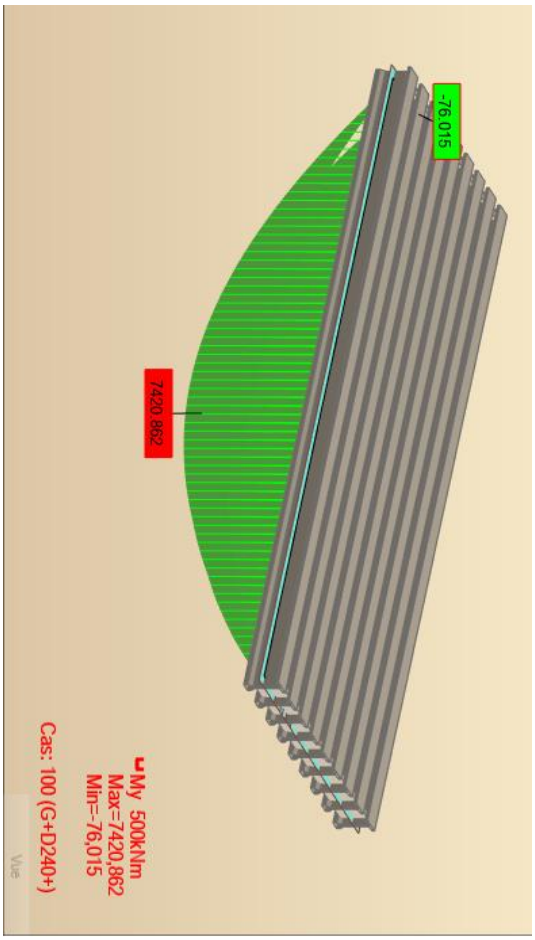

-14,986
6263,662
My 500kNm
Max=6263,662
Min=-14,986
Cas: 26 (G+1.2AL3)
Vue

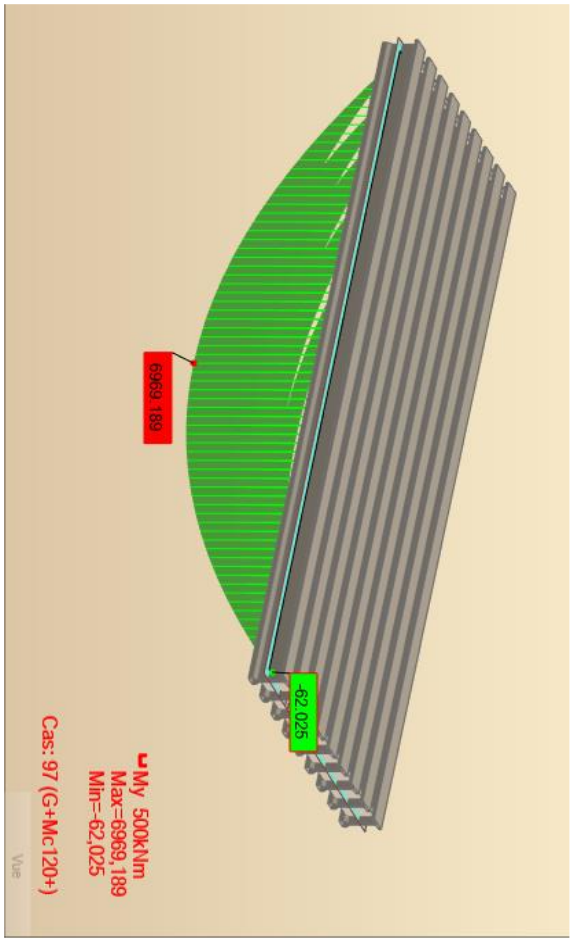

-76,934
6844,130
My 500kNm
Max=6844,130
Min=-76,934
Cas: 88 (G+1.2BC3+)
Vue


-61,914
6972,517
My 500kNm
Max=6972,517
Min=-61,914
Cas: 85 (G+1.2BC2+)
Vue

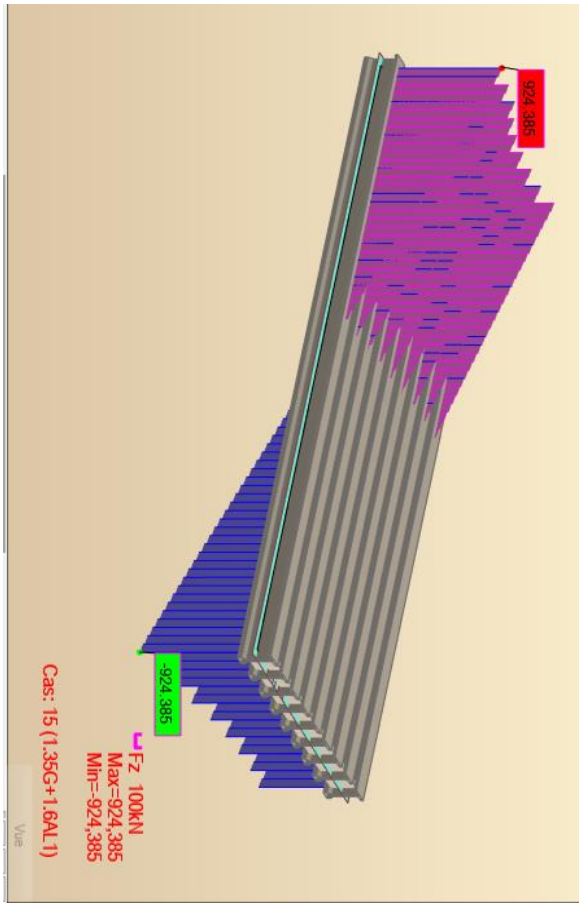

6104.540
-81.169
My 500kNm
Max=6104,540
Min=-81,169
Cas: 94 (G+1.2BT2+)
Vue

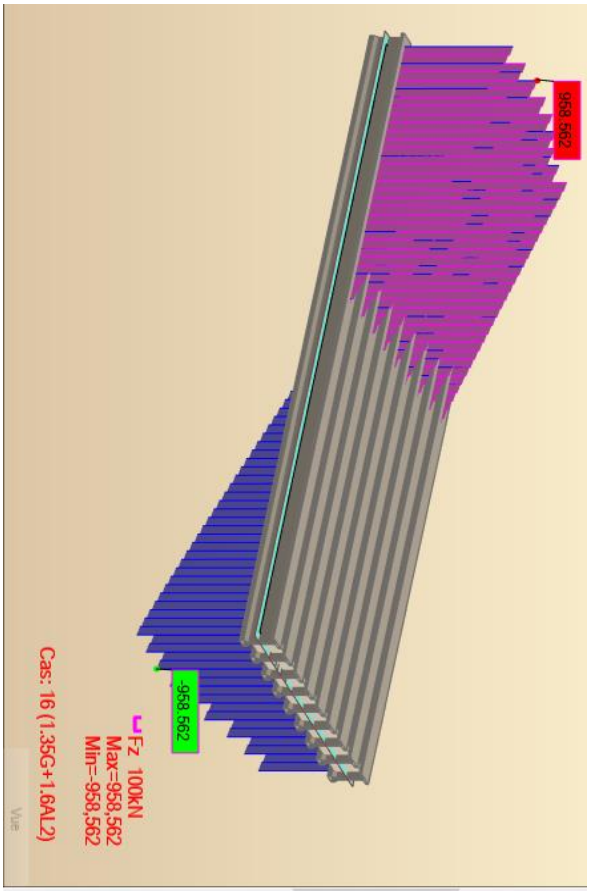

5733.780
-55.418
My 500kNm
Max=5733,780
Min=-55,418
Cas: 91 (G+1.2BT1+)
Vue

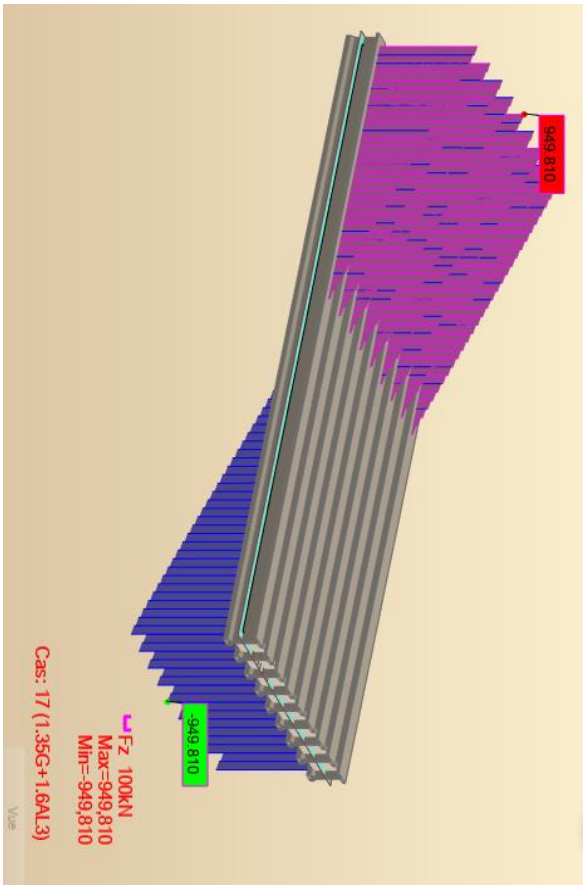

-76.015
7420.862
My 500kNm
Max=7420,862
Min=-76,015
Cas: 100 (G+D240+)
Vue

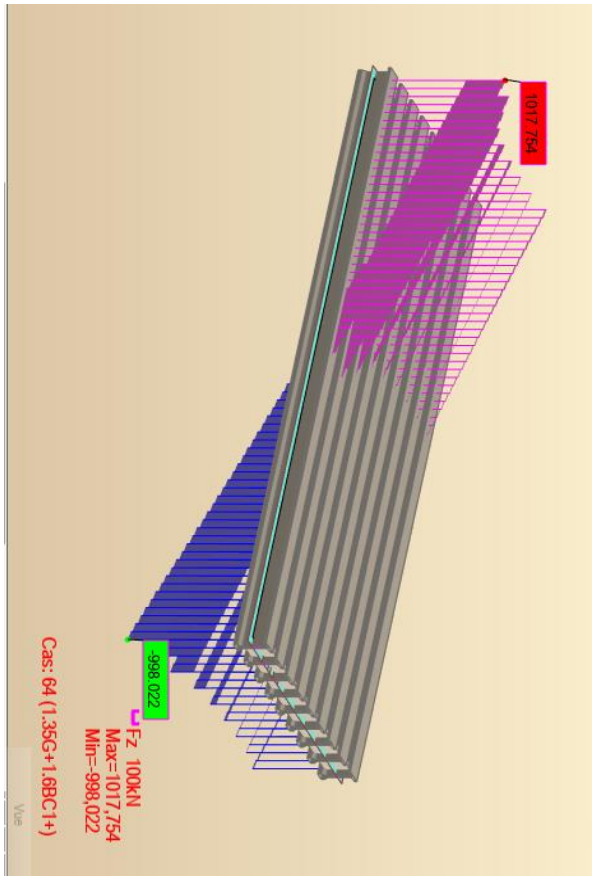

6969.189
-62.025
My 500kNm
Max=6969,189
Min=-62,025
Cas: 97 (G+Mc120+)
Vue

Efforts tranchants ELU :

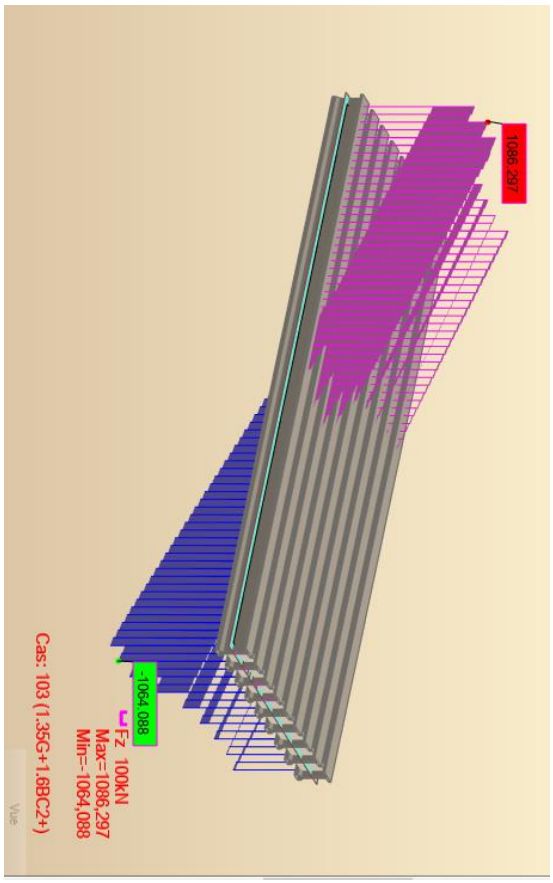


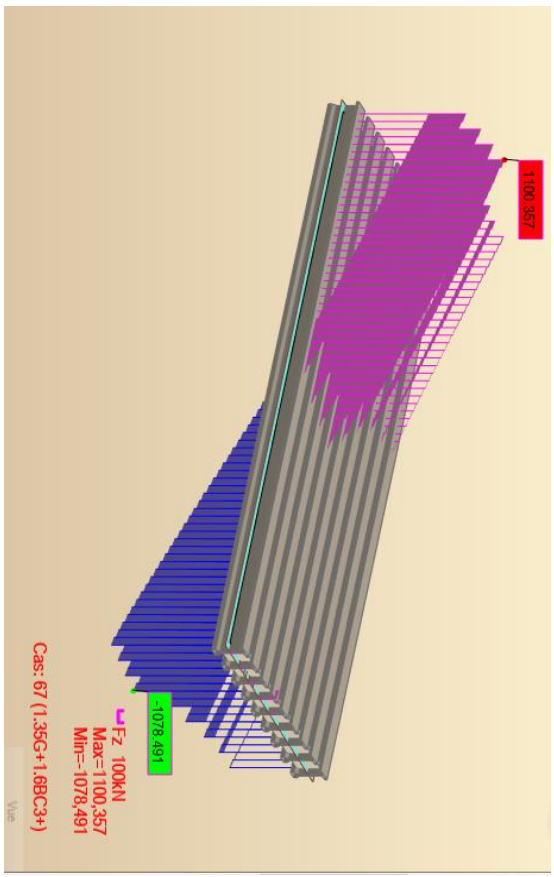


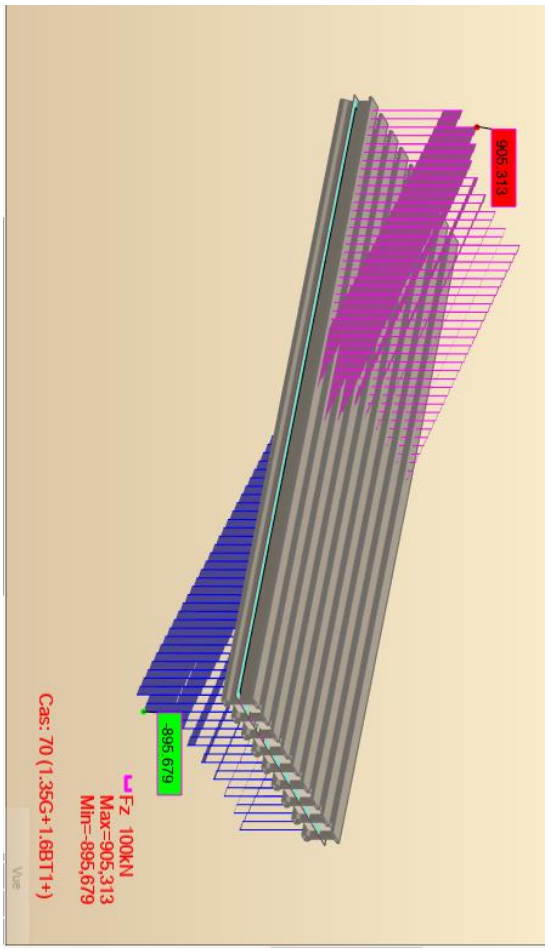


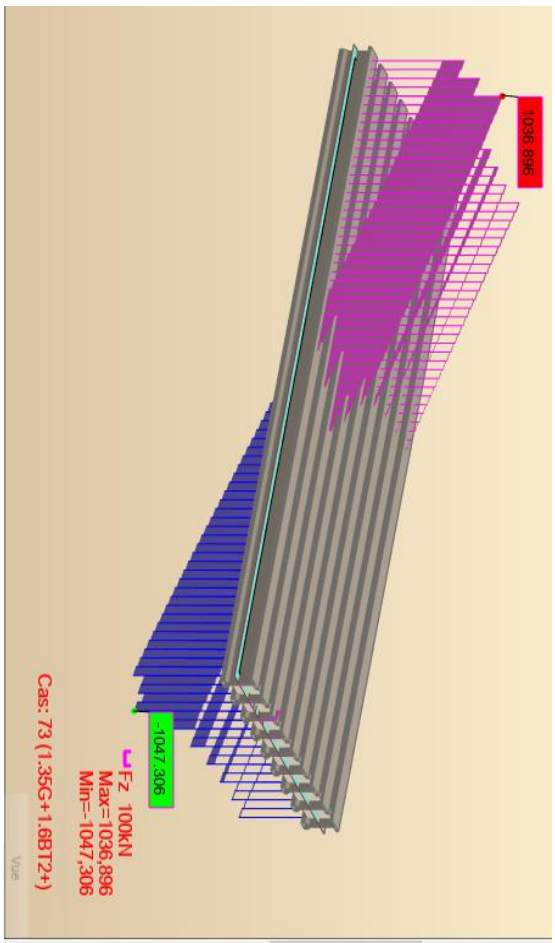


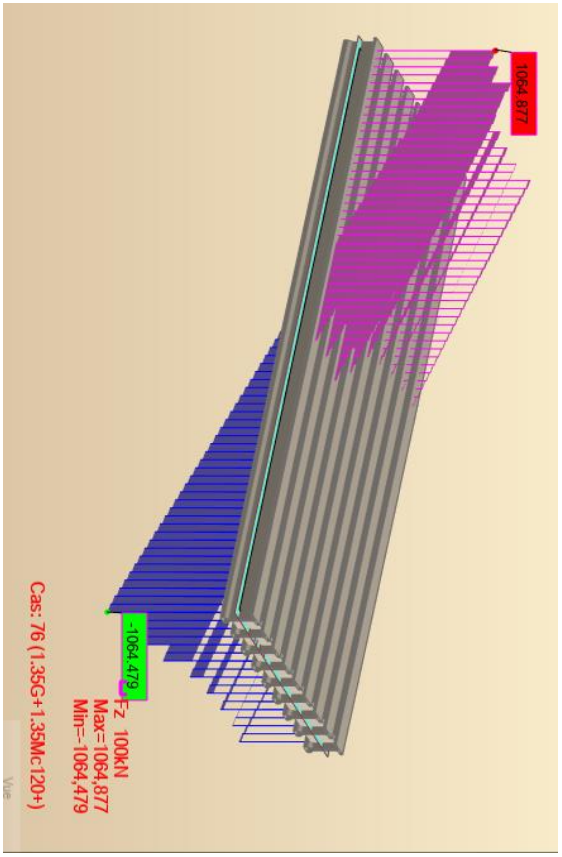
ANNEXE D. REPARTITION TRANSVERSALE

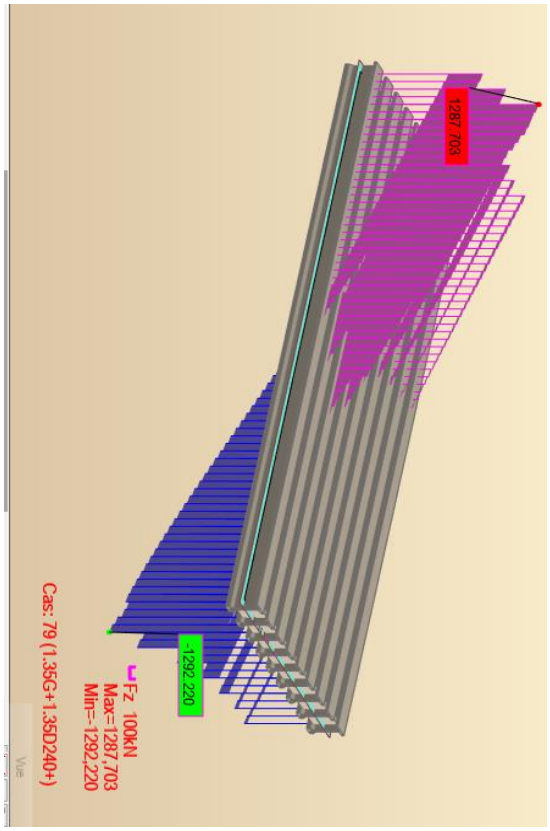




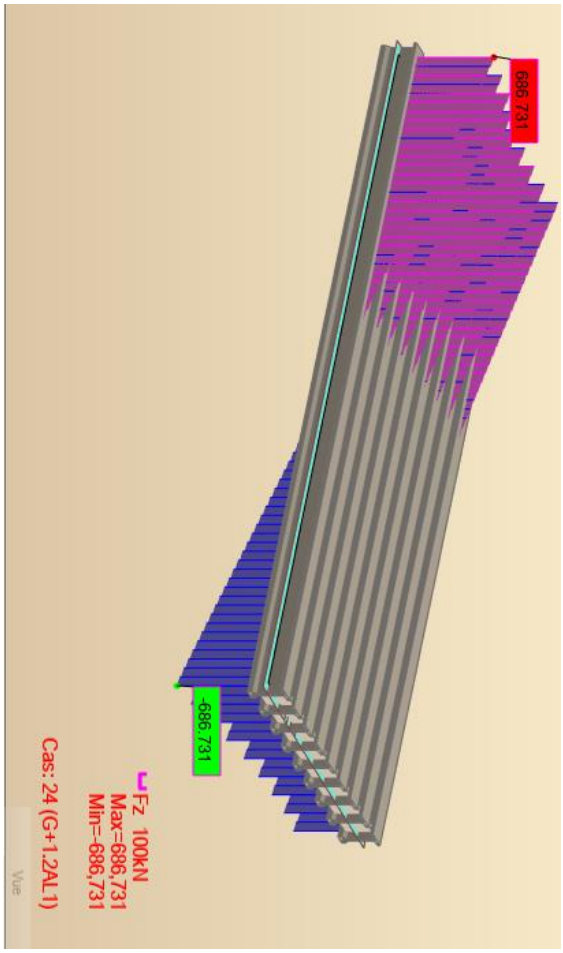


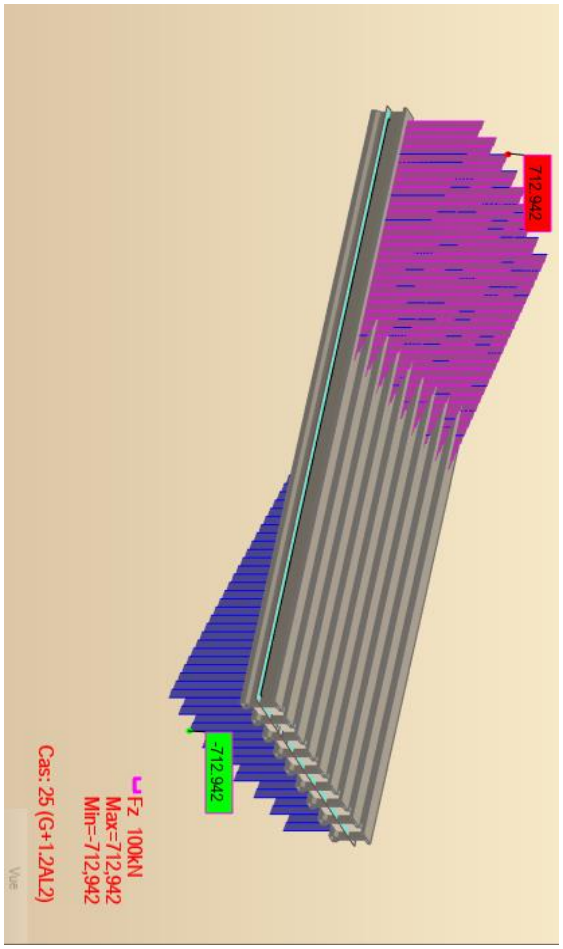




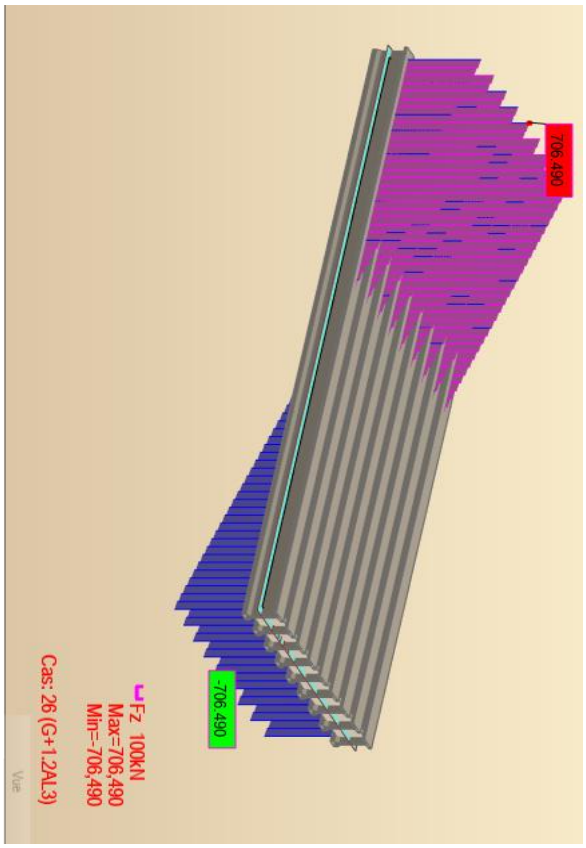


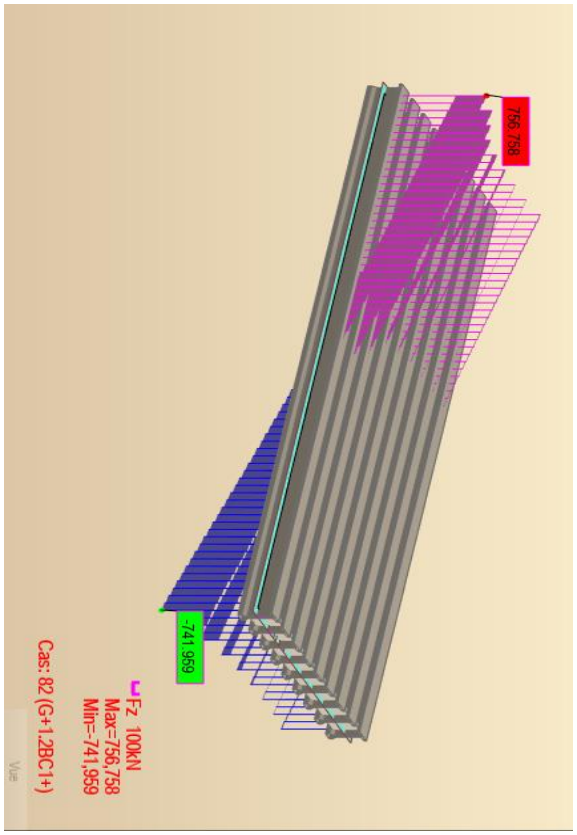
Efforts tranchants ELS :

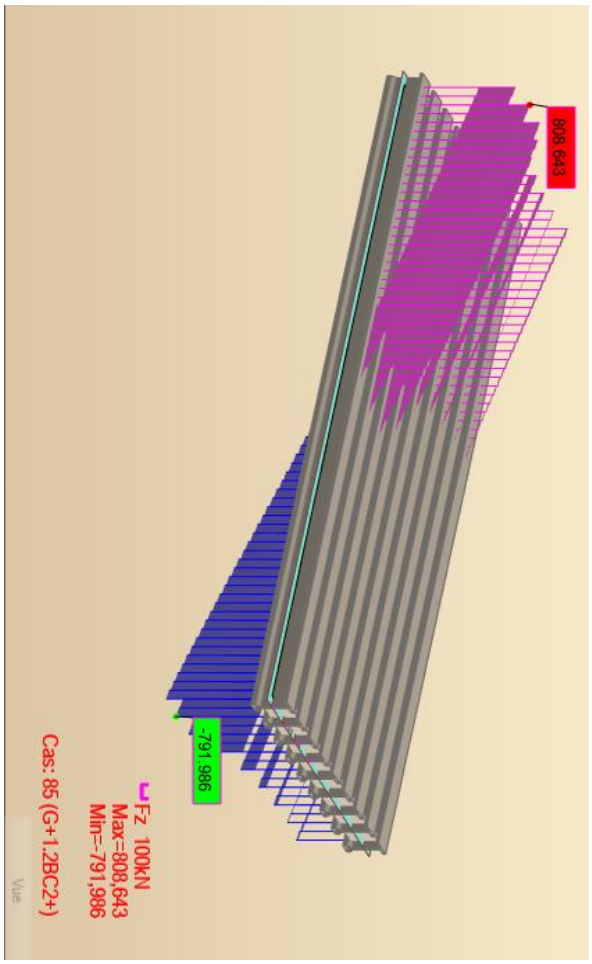


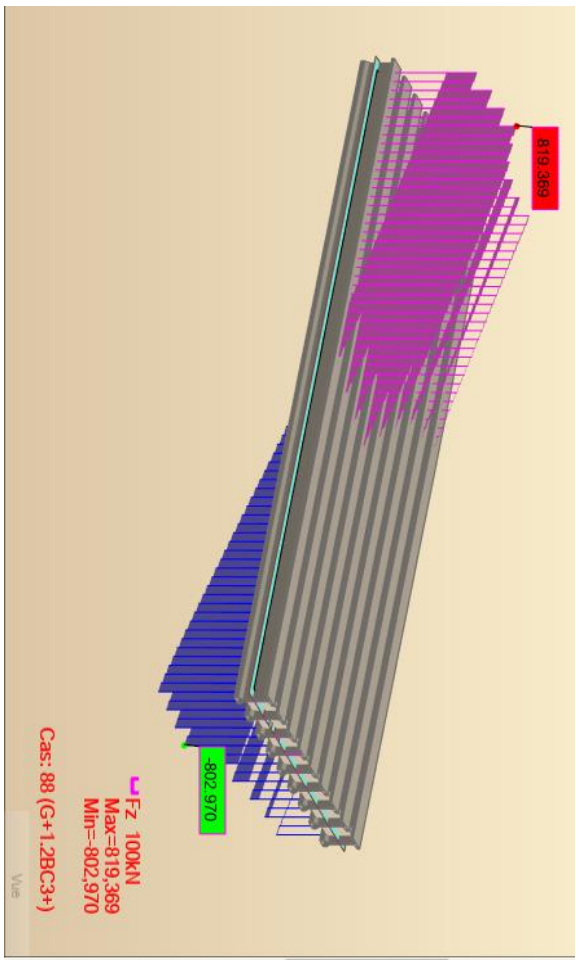


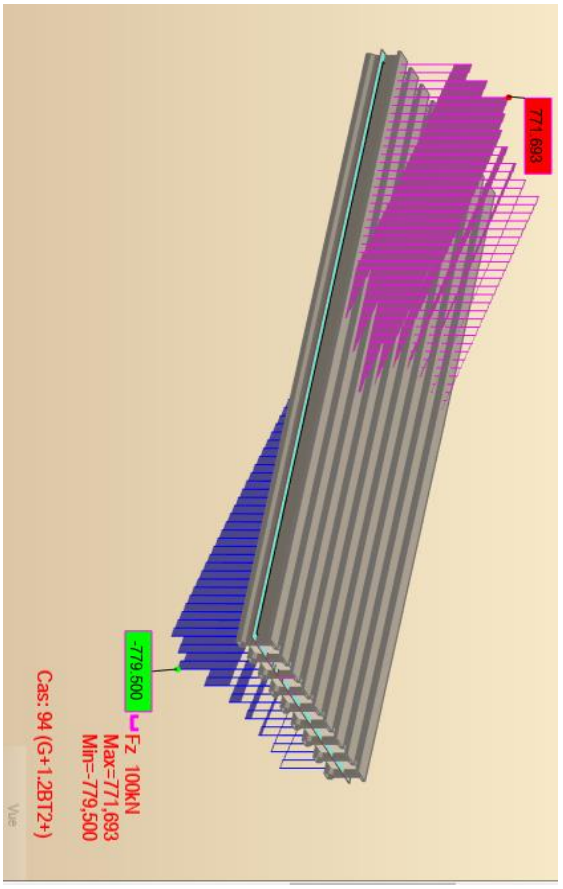
ANNEXE D. REPARTITION TRANSVERSALE

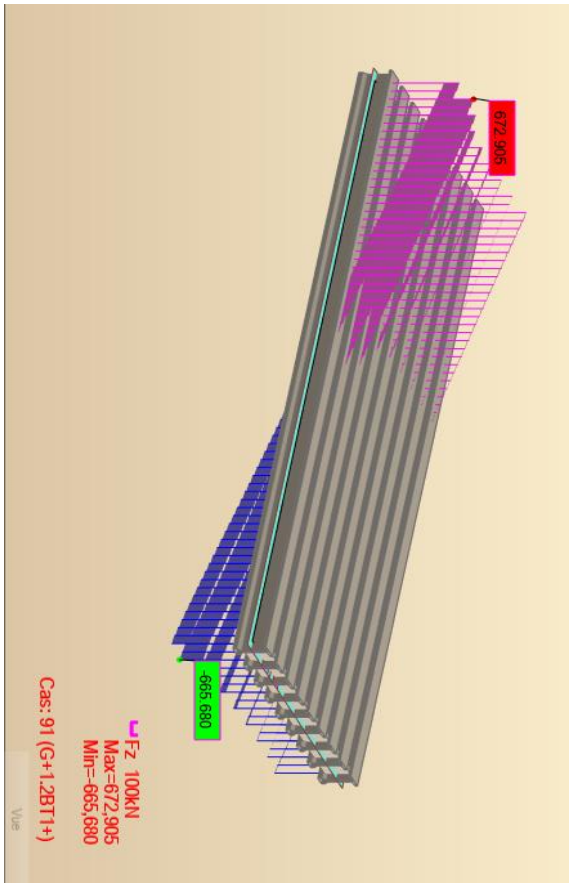


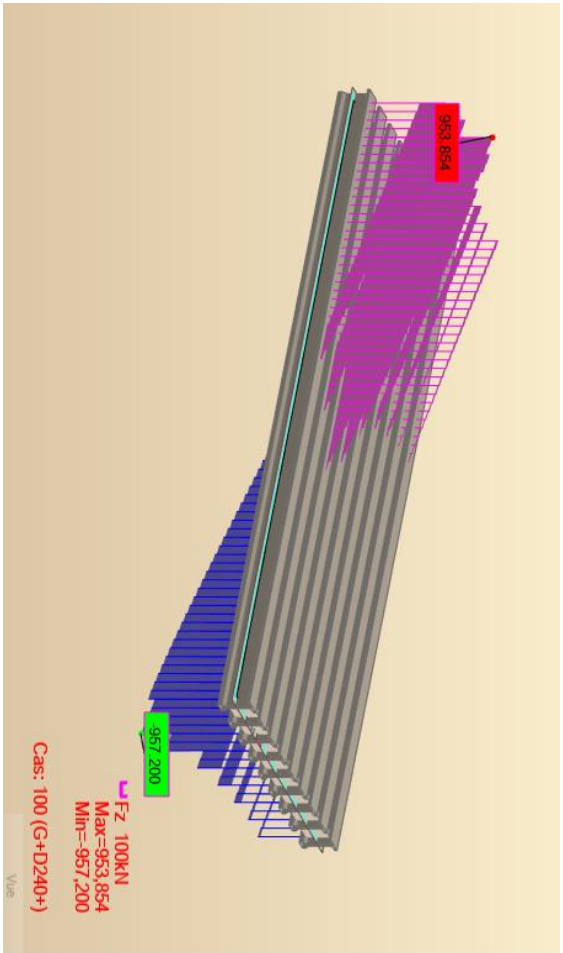


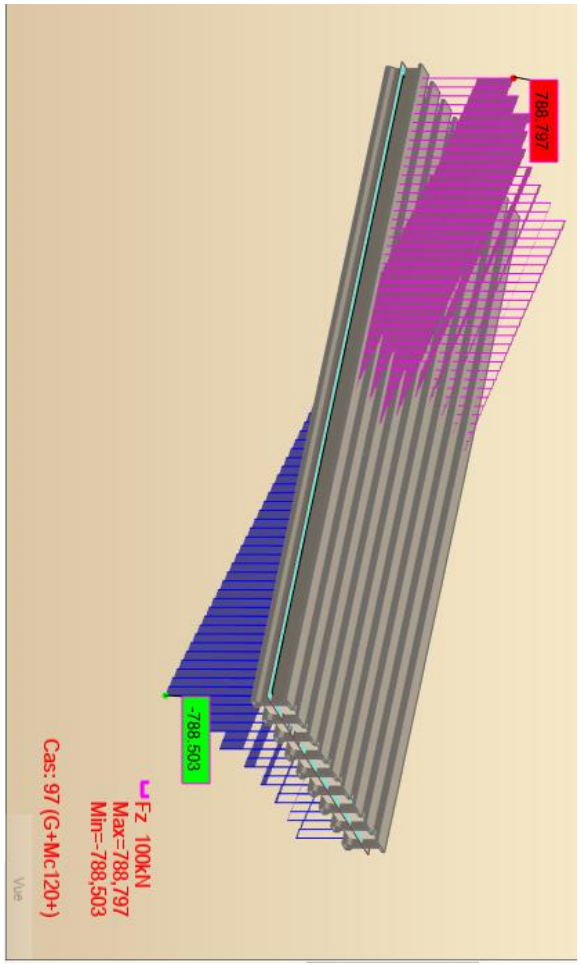





771.693
-779.500
Fz 100kN
Max=771.693
Min=-779.500
Cas: 94 (G+1.2BT2+)
Vue


672.905
-665.680
Fz 100kN
Max=672.905
Min=-665.680
Cas: 91 (G+1.2BT1+)
Vue


953.854
-957.200
Fz 100kN
Max=953.854
Min=-957.200
Cas: 100 (G+D240+)
Vue


788.797
-788.503
Fz 100kN
Max=788.797
Min=-788.503
Cas: 97 (G+Mc120+)
Vue

Vérification des contraintes :

		Phase 1																	
		x=0	x=1	x=1,15	x=2	x=3	x=4	x=4,15	x=5	x=6	x=7	x=8	x=8,15	x=9	x=10	x=11	x=12	x=13	x=14	x=15	x=16	x=17	x=18
e' (m)		0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
e (m)		0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
MEls		**0**	**0,13**	**0,17**	**0,38**	**0,61**	**0,83**	**0,86**	**1,04**	**1,23**	**1,40**	**1,56**	**1,58**	**1,70**	**1,83**	**1,95**	**2,05**	**2,13**	**2,20**	**2,25**	**2,29**	**2,31**	**2,32**
P1 (MN)		2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91	2,91
P2 (MN)		1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	2,38	2,38	2,38	2,38	2,38	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77
P1' (MN) P2' (MN)		0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20	0,21 0,20
σp MPa	σsup	0,00	0,50	0,65	1,47	2,37	3,22	3,35	4,02	4,75	5,42	6,04	6,13	6,60	7,09	7,53	7,92	8,24	8,50	8,71	8,85	8,94	8,97
	σinf	0,00	-0,53	-0,68	-1,55	-2,51	-3,41	-3,54	-4,24	-5,02	-5,73	-6,38	-6,47	-6,97	-7,50	-7,96	-8,37	-8,71	-8,98	-9,20	-9,36	-9,45	-9,48
σP1 MPa	σsup	-2,66	-2,66	-2,66	-2,66	-2,66	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,20	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73	-3,73
	σinf	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	12,30	12,30	12,30	12,30	12,30	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35	14,35
σP2 MPa	σsup	-2,54	-2,54	-2,54	-2,54	-2,54	-2,54	-3,05	-3,05	-3,05	-3,05	-3,05	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55	-3,55
	σinf	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	11,71	11,71	11,71	11,71	11,71	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66	13,66
σP1' MPa	σsup	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
	σinf	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32	-0,32
σP2' MPa	σsup	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
	σinf	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31
σMax MPa	σsup	**-1,66**	**-1,16**	**-1,01**	**-0,19**	**0,72**	**1,57**	**1,16**	**1,83**	**2,56**	**3,24**	**3,85**	**3,40**	**3,87**	**4,37**	**4,81**	**5,19**	**5,52**	**5,78**	**5,99**	**6,13**	**6,22**	**6,25**
	σinf	**9,92**	**9,40**	**9,24**	**8,37**	**7,41**	**6,52**	**8,44**	**7,73**	**6,95**	**6,24**	**5,59**	**7,55**	**7,05**	**6,52**	**6,06**	**5,66**	**5,32**	**5,04**	**4,82**	**4,67**	**4,57**	**4,54**
σMin MPa	σsup	**-1,58**	**-1,08**	**-0,93**	**-0,11**	**0,80**	**1,65**	**1,26**	**1,93**	**2,66**	**3,34**	**3,95**	**3,53**	**4,00**	**4,50**	**4,94**	**5,32**	**5,65**	**5,91**	**6,11**	**6,26**	**6,35**	**6,38**
	σinf	**9,45**	**8,93**	**8,77**	**7,90**	**6,94**	**6,04**	**7,87**	**7,16**	**6,38**	**5,67**	**5,02**	**6,88**	**6,39**	**5,86**	**5,39**	**4,99**	**4,65**	**4,37**	**4,15**	**4,00**	**3,91**	**3,88**

		Phase 2																		
	x=0	x=1	x=1,15	x=2	x=3	x=4	x=4,15	x=5	x=6	x=7	x=8	x=8,15	x=9	x=10	x=11	x=12	x=13	x=14	x=15	x=16	x=17	x=18
e' (m)	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
e (m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
MEls	**0**	**0,20**	**0,26**	**0,59**	**0,96**	**1,31**	**1,36**	**1,63**	**1,93**	**2,20**	**2,45**	**2,48**	**2,68**	**2,88**	**3,06**	**3,21**	**3,34**	**3,45**	**3,53**	**3,59**	**3,63**	**3,64**
P1 (MN)	3,87	3,87	3,87	3,87	3,87	3,87	4,64	4,64	4,64	4,64	4,64	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42	5,42
P2 (MN)	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	4,23	4,23	4,23	4,23	4,23	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94
P1' (MN)	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
P2' (MN)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
σp MPa	σsup	0,00	0,35	0,45	1,02	1,66	2,26	2,34	2,81	3,32	3,80	4,23	4,29	4,62	4,97	5,27	5,54	5,77	5,95	6,10	6,20	6,26	6,28
	σinf	0,00	-0,62	-0,80	-1,83	-2,96	-4,02	-4,17	-5,01	-5,92	-6,76	-7,53	-7,64	-8,22	-8,84	-9,39	-9,87	-10,3	-10,6	-10,86	-11,1	-11,1	-11,2
σP1 MPa	σsup	-3,31	-3,31	-3,31	-3,31	-3,31	-3,31	-3,97	-3,97	-3,97	-3,97	-3,97	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64	-4,64
	σinf	17,78	17,78	17,78	17,78	17,78	17,78	21,34	21,34	21,34	21,34	21,34	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90	24,90
σP2 MPa	σsup	-3,02	-3,02	-3,02	-3,02	-3,02	-3,02	-3,62	-3,62	-3,62	-3,62	-3,62	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23
	σinf	16,21	16,21	16,21	16,21	16,21	16,21	19,45	19,45	19,45	19,45	19,45	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69	22,69
σP1' MPa	σsup	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
	σinf	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11	-0,11
σP2' MPa	σsup	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
	σinf	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
σMax MPa	σsup	**-2,58**	**-2,24**	**-2,13**	**-1,56**	**-0,92**	**-0,33**	**-0,90**	**-0,44**	**0,08**	**0,55**	**0,98**	**0,38**	**0,71**	**1,06**	**1,37**	**1,63**	**1,86**	**2,04**	**2,19**	**2,29**	**2,35**	**2,37**
	σinf	**17,68**	**17,06**	**16,87**	**15,85**	**14,72**	**13,66**	**17,06**	**16,23**	**15,31**	**14,47**	**13,71**	**17,15**	**16,57**	**15,95**	**15,40**	**14,92**	**14,52**	**14,19**	**13,94**	**13,75**	**13,64**	**13,61**
σMin MPa	σsup	**-2,36**	**-2,01**	**-1,90**	**-1,33**	**-0,69**	**-0,10**	**-0,62**	**-0,15**	**0,37**	**0,84**	**1,27**	**0,73**	**1,05**	**1,40**	**1,71**	**1,98**	**2,20**	**2,39**	**2,53**	**2,64**	**2,70**	**2,72**
	σinf	**16,11**	**15,49**	**15,31**	**14,29**	**13,15**	**12,09**	**15,18**	**14,35**	**13,44**	**12,59**	**11,83**	**14,96**	**14,37**	**13,75**	**13,20**	**12,73**	**12,33**	**12,00**	**11,74**	**11,56**	**11,45**	**11,41**

		Phase 3																					
		x=0	**x=1**	**x=1,15**	**x=2**	**x=3**	**x=4**	**x=4,15**	**x=5**	**x=6**	**x=7**	**x=8**	**x=8,15**	**x=9**	**x=10**	**x=11**	**x=12**	**x=13**	**x=14**	**x=15**	**x=16**	**x=17**	**x=18**
e' (m)		1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
e (m)		0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
MEls		**0**	**0,40**	**0,54**	**1,32**	**2,15**	**2,89**	**2,99**	**3,56**	**4,17**	**4,71**	**5,20**	**5,27**	**5,63**	**6,01**	**6,35**	**6,64**	**6,87**	**7,07**	**7,23**	**7,33**	**7,40**	**7,42**
P1 (MN)		3,64	3,64	3,64	3,64	3,64	3,64	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10
P2 (MN)		3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46	4,46
P1' (MN)		0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
P2' (MN)		0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
σp MPa	σsup	0,00	0,69	0,94	2,27	3,70	4,99	5,17	6,15	7,20	8,13	8,97	9,09	9,72	10,38	10,96	11,45	11,87	12,21	12,47	12,66	12,77	12,81
	σinf	0,00	-1,24	-1,67	-4,05	-6,60	-8,89	-9,21	-10,9	-12,8	-14,5	-15,9	-16,19	-17,3	-18,5	-19,5	-20,4	-21,1	-21,8	-22,21	-22,5	-22,8	-22,8
σP1 MPa	σsup	-3,12	-3,12	-3,12	-3,12	-3,12	-3,12	-3,74	-3,74	-3,74	-3,74	-3,74	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37	-4,37
	σinf	16,75	16,75	16,75	16,75	16,75	16,75	20,10	20,10	20,10	20,10	20,10	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45	23,45
σP2 MPa	σsup	-2,73	-2,73	-2,73	-2,73	-2,73	-2,73	-3,27	-3,27	-3,27	-3,27	-3,27	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82	-3,82
	σinf	14,65	14,65	14,65	14,65	14,65	14,65	17,59	17,59	17,59	17,59	17,59	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52
σP1' MPa	σsup	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
	σinf	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
σP2' MPa	σsup	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	σinf	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09	-0,09
σMax MPa	σsup	**-2,43**	**-1,74**	**-1,50**	**-0,16**	**1,27**	**2,56**	**2,11**	**3,09**	**4,14**	**5,08**	**5,91**	**5,41**	**6,04**	**6,70**	**7,28**	**7,77**	**8,19**	**8,53**	**8,79**	**8,98**	**9,09**	**9,13**
	σinf	**16,65**	**15,41**	**14,98**	**12,60**	**10,05**	**7,76**	**10,79**	**9,05**	**7,18**	**5,51**	**4,02**	**7,16**	**6,03**	**4,86**	**3,83**	**2,95**	**2,21**	**1,60**	**1,13**	**0,80**	**0,60**	**0,53**
σMin MPa	σsup	**-2,13**	**-1,44**	**-1,19**	**0,14**	**1,58**	**2,86**	**2,49**	**3,47**	**4,52**	**5,46**	**6,30**	**5,87**	**6,50**	**7,16**	**7,74**	**8,23**	**8,65**	**8,99**	**9,25**	**9,44**	**9,55**	**9,59**
	σinf	**14,57**	**13,33**	**12,90**	**10,52**	**7,97**	**5,68**	**8,29**	**6,55**	**4,68**	**3,01**	**1,52**	**4,24**	**3,12**	**1,94**	**0,92**	**0,03**	**-0,70**	**-1,32**	**-1,78**	**-2,11**	**-2,32**	**-2,38**

Ferraillage de l'entretoise :

Nappe supérieure :

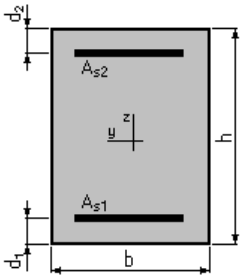
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 30,0 (cm)
h = 135,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	482,01	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	357,04	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,2 (cm2)		
théorique	ρ = 0,31 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 482,01 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 11,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 125,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,92	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 357,04 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 34,0 (cm)
Bras de levier: Z = 118,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Nappe inférieure :

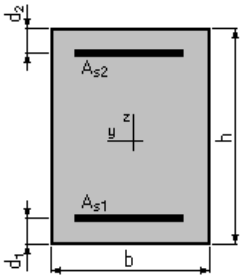
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 30,0 (cm)
h = 135,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	185,79	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	137,62	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,2 (cm2)
théorique ρ = 0,12 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 185,79 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)
Bras de levier: Z = 128,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,33 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 137,62 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 22,0 (cm)
Bras de levier: Z = 122,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 19,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Armature transversale :

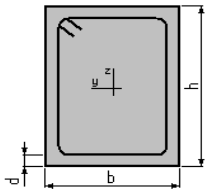
Calcul de Section à l'effort Tranchant

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 30,0 (cm)
h = 135,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	733,50	0,00

4. Résultats :

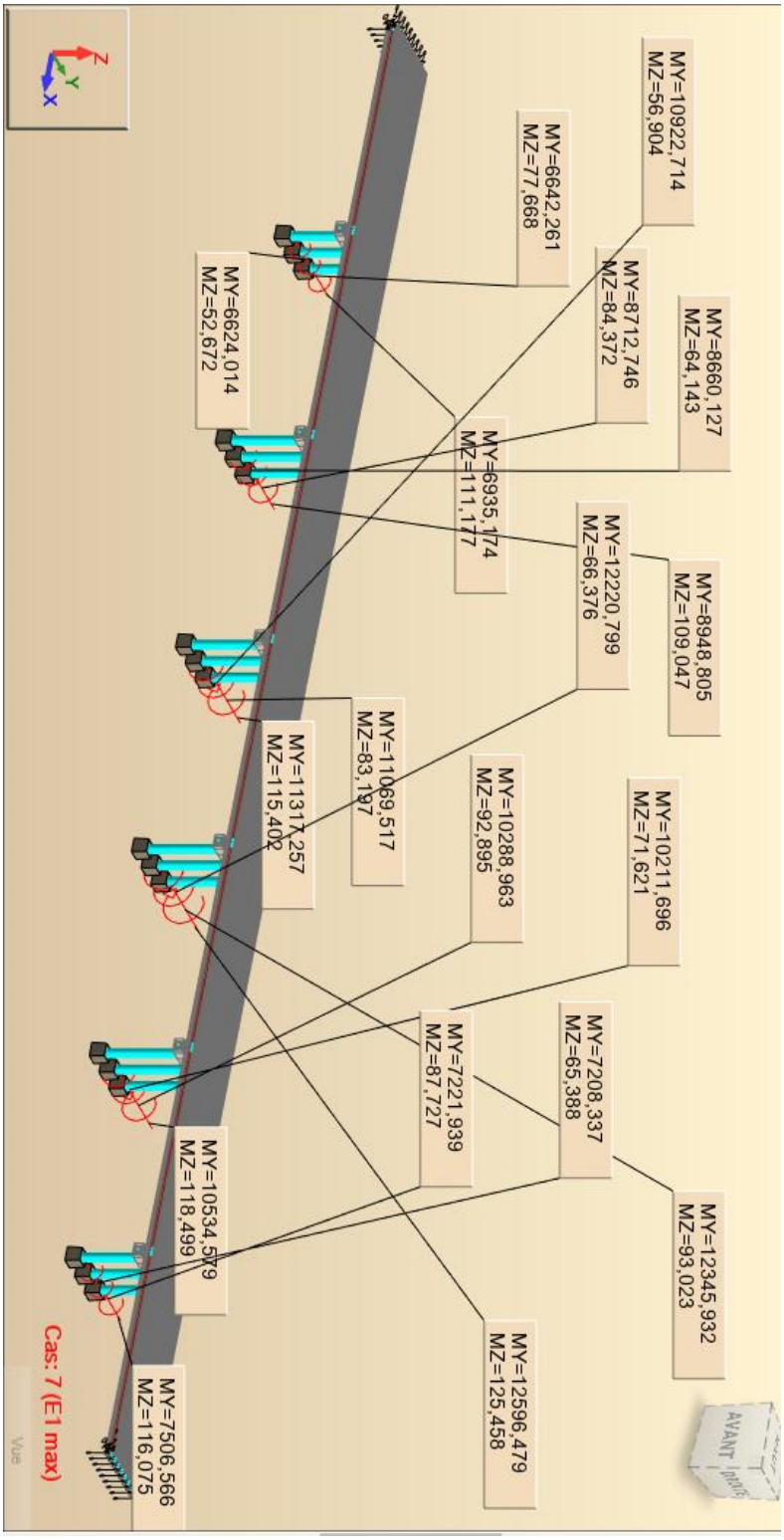
Contrainte tangente maximale τ_u = 1,9 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 14,2 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 1,1 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 12
Espacement : S_t = 13,4 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 12*13 + 3*16 + 4*20 + 3*25 + 4*35 + 5*40 (cm)

ANNEXE.G RESULTATS DE LA METHODE SPECTRALE

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,820	1,220	66,841	0,000	0,0	66,841	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 2	0,890	1,123	68,382	0,000	0,0	1,541	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 3	0,968	1,033	82,549	0,016	0,0	14,167	0,016	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 4	0,984	1,016	82,581	17,389	0,0	0,032	17,373	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 5	0,992	1,008	82,586	27,154	0,0	0,005	9,765	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 6	1,004	0,996	82,589	48,890	0,0	0,003	21,736	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 7	1,007	0,993	82,603	51,982	0,0	0,014	3,092	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 8	1,030	0,971	82,613	51,995	0,0	0,010	0,014	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 9	1,043	0,959	82,635	64,272	0,0	0,022	12,277	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 10	1,063	0,941	82,865	76,203	0,0	0,230	11,931	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 11	1,068	0,936	92,865	76,319	0,0	9,999	0,116	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 12	1,097	0,912	92,920	76,870	0,0	0,056	0,551	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 13	1,106	0,904	92,920	76,903	0,0	0,000	0,033	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 14	1,107	0,903	92,924	79,086	0,0	0,004	2,183	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 15	1,108	0,903	93,027	79,095	0,0	0,102	0,009	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 16	1,109	0,902	93,028	83,894	0,0	0,001	4,799	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 17	1,109	0,901	93,348	83,898	0,0	0,320	0,004	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 18	1,109	0,901	93,348	83,995	0,0	0,000	0,097	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 19	1,110	0,901	93,437	84,012	0,0	0,089	0,017	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 20	1,110	0,901	93,439	88,593	0,0	0,002	4,581	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 21	1,111	0,900	94,660	88,596	0,0	1,221	0,003	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 22	1,836	0,545	94,661	88,596	0,0	0,001	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 23	1,848	0,541	94,661	88,596	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 24	1,862	0,537	94,662	88,596	0,0	0,001	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 25	1,874	0,534	94,662	88,597	0,0	0,000	0,001	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 26	1,882	0,531	94,662	88,597	0,0	0,001	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 27	1,888	0,530	94,662	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 28	1,890	0,529	94,663	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 29	3,259	0,307	94,937	88,597	0,0	0,275	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 30	3,341	0,299	95,655	88,597	0,0	0,718	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 31	3,388	0,295	95,701	88,597	0,0	0,045	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 32	3,390	0,295	95,701	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 33	3,392	0,295	95,702	88,597	0,0	0,001	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 34	3,392	0,295	95,702	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 35	3,393	0,295	95,702	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 36	3,393	0,295	95,702	88,597	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 37	3,399	0,294	95,790	88,597	0,0	0,087	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 38	3,475	0,288	95,874	88,597	0,0	0,085	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 39	3,529	0,283	97,420	88,597	0,0	1,545	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 40	4,182	0,239	98,582	88,597	0,0	1,162	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 41	4,913	0,204	99,998	88,597	0,0	1,416	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 42	4,960	0,202	99,998	90,342	0,0	0,000	1,745	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 43	5,127	0,195	99,998	92,125	0,0	0,000	1,783	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 44	5,433	0,184	99,998	93,951	0,0	0,000	1,826	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 45	5,453	0,183	99,998	93,951	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 46	5,471	0,183	99,998	94,006	0,0	0,000	0,055	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 47	5,472	0,183	99,998	94,006	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 48	5,472	0,183	99,998	94,006	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 49	5,472	0,183	99,998	94,006	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 50	5,472	0,183	99,998	94,006	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 51	5,472	0,183	99,998	94,008	0,0	0,000	0,001	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 52	5,472	0,183	99,998	94,039	0,0	0,000	0,032	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 53	5,500	0,182	99,998	95,839	0,0	0,000	1,800	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 54	5,583	0,179	99,999	95,839	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 55	5,816	0,172	99,999	95,839	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 56	5,866	0,170	99,999	95,839	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 57	6,907	0,145	99,999	95,839	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 58	6,919	0,145	99,999	97,880	0,0	0,000	2,041	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 59	7,958	0,126	100,000	97,880	0,0	0,001	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0
4/ 60	8,166	0,122	100,000	97,880	0,0	0,000	0,000	0,0	7221284,560	7221284,560	0,0

ANNEXE.G RESULTATS DE LA METHODE SPECTRALE



Résultats robot expert :

Ferraillage chevêtre :

a. Nappe supérieure :

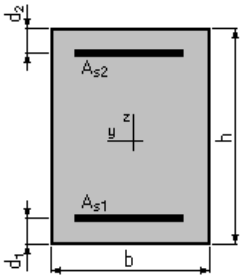
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 210,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4358,53	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	3226,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 99,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 84,1 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 750,8 (cm2)
théorique	ρ = 0,33 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,38 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 4358,53 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 12,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 137,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,99	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 3226,64 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 38,5 (cm)
Bras de levier: Z = 130,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

b. Nappe inférieure :

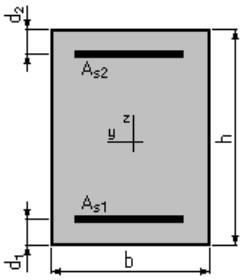
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 210,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	860,90	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	639,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 84,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 84,1 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%)

Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section maximum $A_{s\ max}$ = 750,8 (cm2)
maximum ρ_{max} = 2,38 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 860,90 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 5,89 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11,0 (cm)
Bras de levier: Z = 138,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,83 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 639,30 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 4,31
Position de l'axe neutre: y = 35,9 (cm)
Bras de levier: Z = 131,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 9,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

c. Effort tranchant :

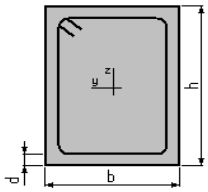
Calcul de Section à l'effort Tranchant

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
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 210,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3468,81	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,5 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 15,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 20
Espacement : S_t = 17,0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 8 + 9*16 + 2*20 + 2*25 + 2*35 + 11*40 (cm)

Ferraillage des colonnes :

a. Ferraillage longitudinal :

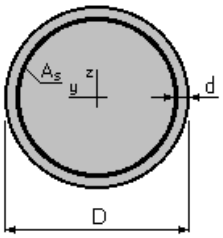
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	4650,56	2175,70	0,00
2.	ELU	6374,61	2959,49	0,00
3.	ELA	4547,58	12066,80	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 403,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 176,7 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)

théorique ρ = 2,29 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 4650,56 (kN) M_y = 2175,70 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,49

Position de l'axe neutre: y = 101,8 (cm)

Bras de levier: Z = 103,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 41,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 92,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 6374,61 (kN) M_y = 2959,49 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,16 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 103,7 (cm)

Bras de levier: Z = 97,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 1,38 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =276,7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 4547,58 (kN) M_y = 12066,80 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 56,2 (cm)

Bras de levier: Z = 118,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 5,51 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

b. Ferraillage transversal (zone courante) :

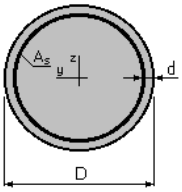
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	178,81	6374,61

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,0 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 16
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

c. Ferraillage transversal (zone critique) :

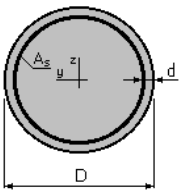
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	178,81	6374,61

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,0 (cm2)
Cadres: 1 ∅ 16
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

Ferraillage des pieux :

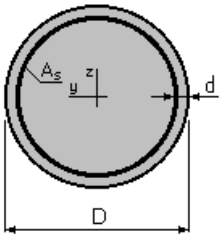
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	1229,09	149,21	0,00
2.	ELU	1852,71	203,53	0,00
3.	ELA	1380,32	188,52	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1229,09 (kN) M_y = 149,21 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,70

Position de l'axe neutre: y = 139,2 (cm)

Bras de levier: Z = 64,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 23,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1852,71 (kN) M_y = 203,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 116,6 (cm)

Bras de levier: Z = 61,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1380,32 (kN) M_y = 188,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 14,32 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 109,7 (cm)

Bras de levier: Z = 64,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,10 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =19,6 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

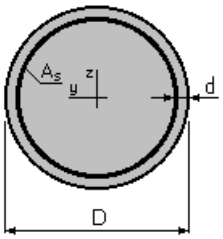
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	1229,09	149,21	0,00
2.	ELU	1852,71	203,53	0,00
3.	ELA	1380,32	-828,06	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1229,09 (kN) M_y = 149,21 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,70

Position de l'axe neutre: y = 139,2 (cm)

Bras de levier: Z = 64,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 23,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1852,71 (kN) M_y = 203,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 116,6 (cm)

Bras de levier: Z = 61,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1380,32 (kN) M_y = -828,06 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,98 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 56,0 (cm)

Bras de levier: Z = 86,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3,54 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Les efforts agissant sur le mur frontal :

Désignation	N (KN)	H (KN)	e_V (m)	e_H (m)	$M_{V/O}$ (KN.m)	$M_{H/O}$ (KN.m)
Les efforts dus au poids propre						
Mur frontal	3800,06	/	0,00	3,25	0,00	/
Dalle de transition	221,10	/	-0,90	6,19	-199,61	/
Corbeau	111,37	/	-1,05	7,26	-117,25	/
Mur garde-grève	358,76	/	-0,55	7,64	-197,97	/
Poids des terres sur dalle de transition	377,95	/	-1,73	8,40	-653,74	/
poussée des terres sur mur frontal	/	3436,01	/	2,93	/	10078,97
poids sur DDT 10KN/m²	295,80	/	-0,90	/	-267,05	/
poussée sur 10kn/m2	/	433,84	/	4,40	/	1908,90
Les efforts provenant du tablier						
Rg	4679,11	/	0,24	/	1099,59	/
R(Al)	1666,98	/	0,24	/	391,74	/
Rbc	1467,96	/	0,24	/	344,97	/
RMc120	1087,07	/	0,24	/	255,46	/
RD240	1796,57	/	0,24	/	422,19	/
Hf+r	/	75,80	/	6,50	/	613,95
HT°	/	47,75	/	6,50	/	386,79
Frein Al	/	153,63	/	6,50	/	1244,42
Frein Bc	/	150,00	/	6,50	/	1215,00

Les combinaisons des efforts sur le mur frontal :

- **ELU :**

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	12890,28	4783,92	14783,56	-93,11	14690,45
1.35G+0.9T+1.6Q	13363,56	5478,06	14356,28	2961,12	17317,41
1.35G+0.9T+1.6A(l)	15557,45	5029,73	16774,63	533,67	17308,30
1.35G+0.9T+1.6Bc	15239,02	5023,92	16727,56	458,84	17186,41
1.35G+0.9T+1.35Mc120	14357,83	4783,92	14783,56	251,76	15035,33
1.35G+0.9T+1.35D240	15315,65	4783,92	14783,56	476,85	15260,41

- **ELS :**

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	9548,35	3540,46	10925,00	-68,97	10856,03
G+0.6T+1.2Q	9903,31	4061,07	13215,68	-389,43	12826,25
G+0.6T+1.2A(l)	11548,73	3724,82	12418,30	401,12	12819,42
G+0.6T+1.2Bc	11309,91	3720,461	12383,00	344,99	12728,00
G+0.6T+Mc120	10635,43	3540,46	10925,00	186,49	11111,49
G+0.6T+D240	11344,93	3540,46	10925,00	353,22	11278,22

Résultats de la modélisation du mur en retour : (cartographie du mur) :

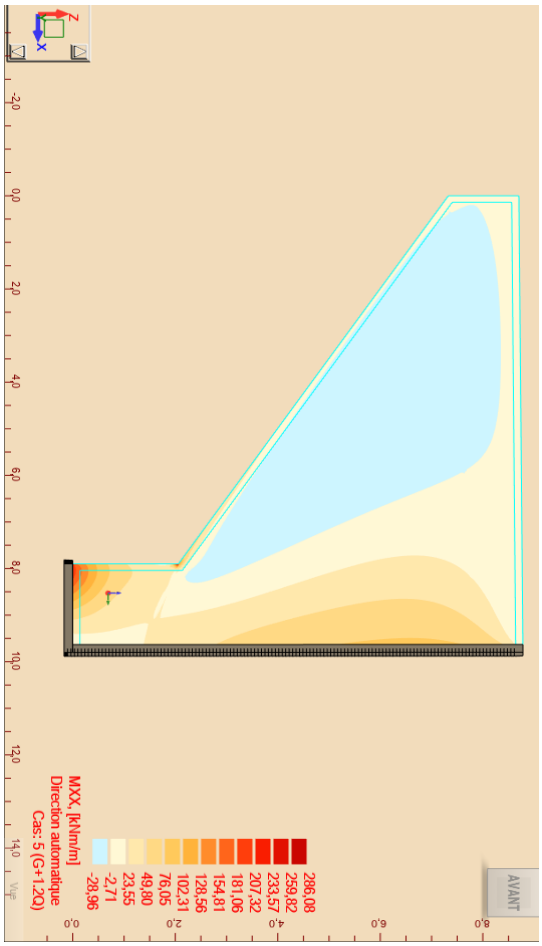


Figure H. 1. Moment Mxx.

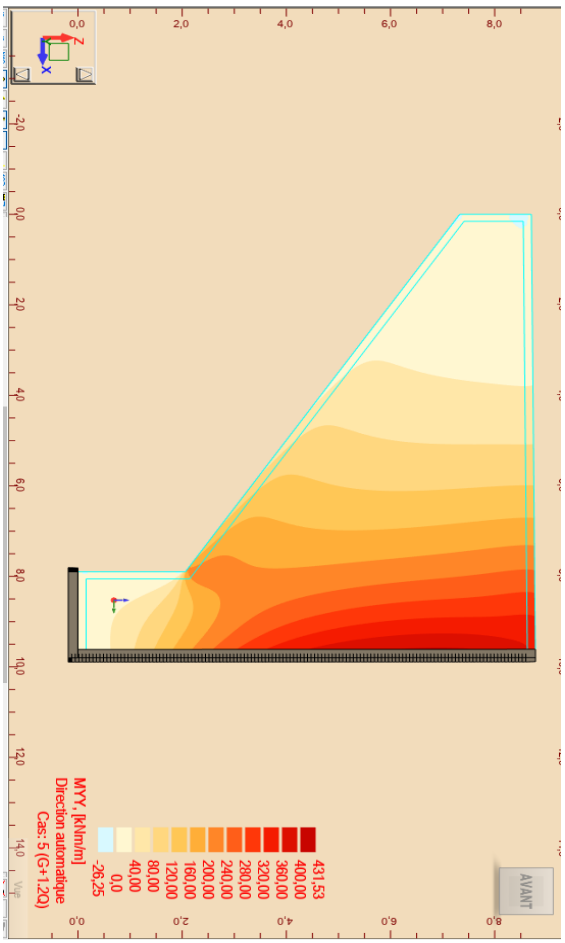


Figure H. 2. Moment Myy.

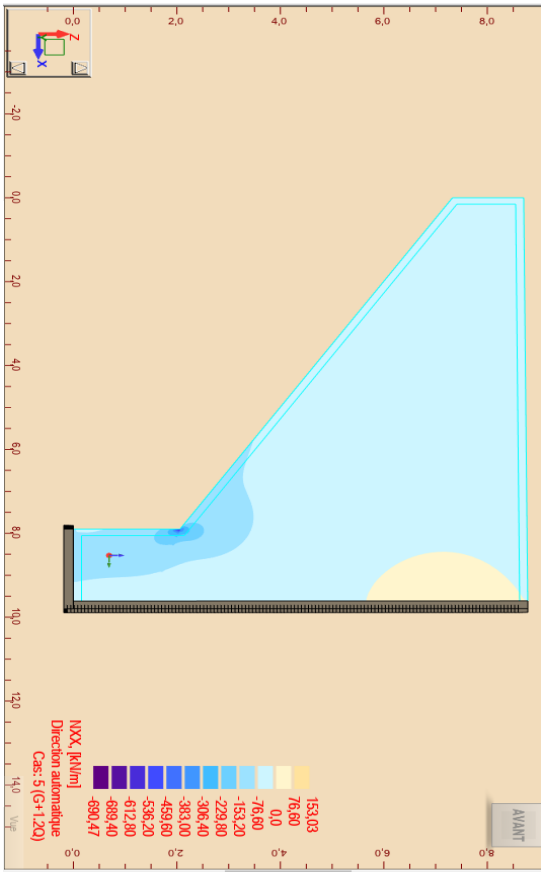


Figure H. 3. Effort tranchant Nxx.

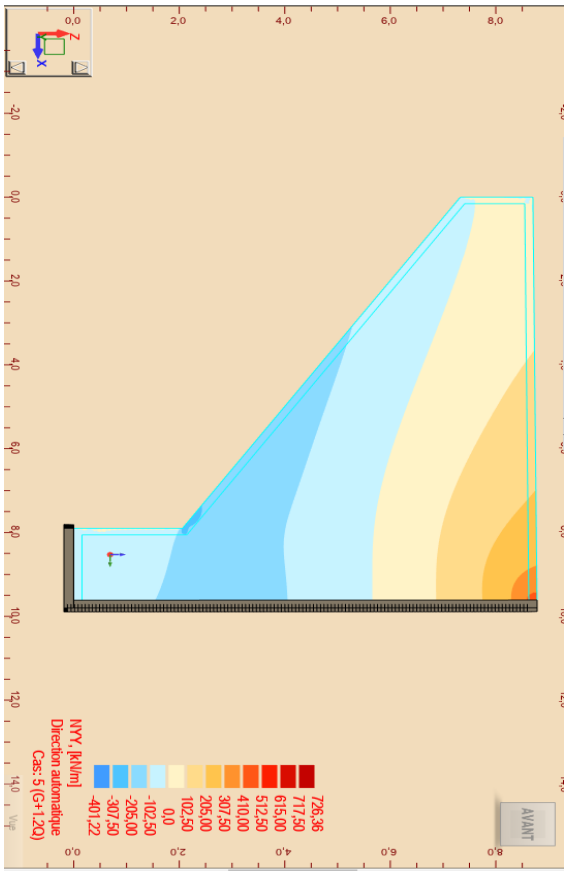


Figure H. 4. Effort tranchant Nyy.

Étude de la semelle :

Calcul du ferraillage : (Note de calcul robot expert) :

1. Mur frontal :

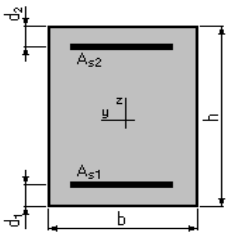
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	857,19	1110,80
2.	ELS	635,24	822,72
3.	ELA	1153,57	-3341,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 37,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 37,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)
théorique ρ = 0,50 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 857,19 (kN) M = 1110,80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,88 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 28,8 (cm)
Bras de levier: Z = 131,5 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,52 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 381,9 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 635,24 (kN) M = 822,72 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,70
Position de l'axe neutre: y = 49,8 (cm)
Bras de levier: Z = 126,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 19,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 31,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 1153,57 (kN) M = -3341,85 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 15,7 (cm)
Bras de levier: Z = 136,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,24 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 137,1 (MPa)

2. Mur garde-grève :

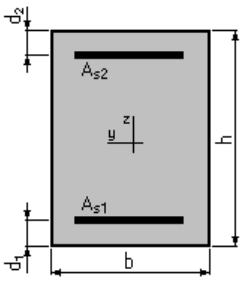
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	161,77	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	121,18	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 82,5 (cm2)
théorique ρ = 0,50 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,06 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 161,77 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,8 (cm)
Bras de levier: Z = 30,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,15 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 121,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,5 (cm)
Bras de levier: Z = 29,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

3. La dalle de transition :

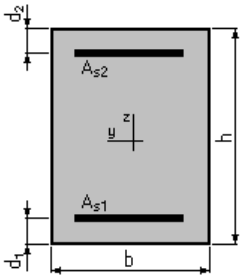
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	97,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	73,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,4 (cm2)
théorique ρ = 0,63 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%)

Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section maximum $A_{s\,max}$ = 57,5 (cm2)
maximum ρ_{max} = 1,92 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 97,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,2 (cm)
Bras de levier: Z = 20,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,89 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 73,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 20,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

4. Le corbeau :

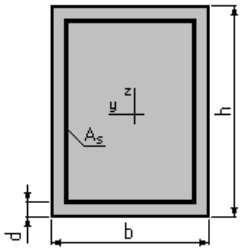
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	97,23
Etat **L**imite de **S**ervice	69,80
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 2744,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 0,8	(m)	Long flambement	l_{fz} = 0,8	(m)
Inertie	I_y = 225000,0	(cm4)	Inertie	I_z = 2500000,0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 9,2		Elancement	λ_z = 2,8	
	α = 0,84		N_u (béton seul)	= 4600,70	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 10,4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 10,4 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 150,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,52 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,35 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

5. Mur en retour :

a. Dans la direction XX :

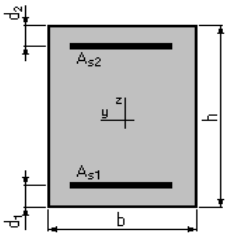
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b	= 100,0	(cm)
h	= 60,0	(cm)
d_1	= 7,0	(cm)
d_2	= 7,0	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	-612,00	210,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 30,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 30,1 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 60,0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 300,0 (cm2)
théorique	ρ = 1,00 (%)		
minimum	ρ_{min} = 1,00 (%)	maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = -612,00 (kN) M = 210,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,1 (cm)
Bras de levier:	Z = 50,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 3,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 6,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

b. Dans la direction YY :

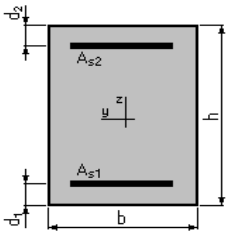
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b	= 100,0	(cm)
h	= 60,0	(cm)
d_1	= 7,0	(cm)
d_2	= 7,0	(cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	615,00	320,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 30,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 60,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300,0 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 615,00 (kN) M = 320,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,87
Position de l'axe neutre: y = 23,1 (cm)
Bras de levier: Z = 45,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 133,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 72,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Résultats du ferraillage des pieux de la culée :

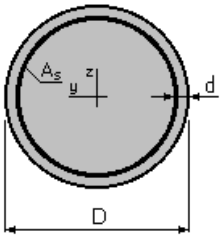
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	1267,98	2010,60	0,00
2.	ELU	1712,79	2712,20	0,00
3.	ELA	413,13	4165,92	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 207,7 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,84 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1267,98 (kN) M_y = 2010,60 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 48,4 (cm)

Bras de levier: Z = 92,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 159,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1712,79 (kN) M_y = 2712,20 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 46,9 (cm)

Bras de levier: Z = 90,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,91 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 413,13 (kN) M_y = 4165,92 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,09 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 35,6 (cm)

Bras de levier: Z = 95,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 7,58 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

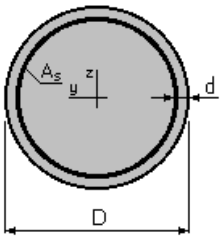
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	1267,98	2010,60	0,00
2.	ELU	1712,79	2712,20	0,00
3.	ELA	-1096,00	4165,92	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 211,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,87 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1267,98 (kN) M_y = 2010,60 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,02

Position de l'axe neutre: y = 48,5 (cm)

Bras de levier: Z = 92,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 245,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 158,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1712,79 (kN) M_y = 2712,20 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,65 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 47,2 (cm)

Bras de levier: Z = 90,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,86 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = -1096,00 (kN) M_y = 4165,92 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 30,7 (cm)

Bras de levier: Z = 98,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 9,35 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)