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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V1 DU PK 6+728 AU PK 6+973 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

BEN ABBI TINHINANE

Encadré par :

Mr CHIKH BENAZOUZ

Mr BABAKHOUYA YOUCEF

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT

*Je tiens tout d'abord à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la santé, le courage et la volanté d'entamer et accomplir ce mémoire.*

*Un grand merci s'adresse particulièrement à mes **CHERS PARENTS,** pour leurs soutiens morals et matériels, aussi pour leurs encouragements dans chaque pas de mon parcours de ma vie.*

*Je tiens à remercier mon Encadreur **Mr BABAKHOUYA YOUCEF** pour ses précieux conseils, sa guidance, sa patience et sa disponibilité durant toute la période d'étude.*

*Je souhaite adresser mes profonds remerciements à mon cher Co-Encadreur **Mr CHIKH BENAZOUZ** pour son soutien pédagogique, la qualité de son encadrement exceptionnel, sa motivation et sa disponibilité durant la rédaction de mon travail.*

*Je tiens à remercier aussi **Mr ZOURGUI**, les futurs docteurs **CHAMI SAID** et **BENBOUKHARI ABD ALATIF** pour leurs aides.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet fin d'étude, en acceptant d'examiner mon travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

*Je Souhaite aussi exprimer, mes remerciements à mes professeurs de **l'ENSTP,** Qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre Formation de qualité le long de notre cursus.*

Merci

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout, le Très Miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère mère, une douce maman ***KACI NADIA*** *qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour, toute la tendresse que peut donner une mère à sa fille, celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.*

A mon cher père, mon héro dans cette vie ***KHALED*** *qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.*

A mes chères sœurs, leurs maris et mes chers frères ***Mayas, Ghilas.***
Je dédié ce travail exceptionnellement à mon cher frère ***Jugurtha*** *qu'est loin de nous.*

A mes adorables, ma nièce ***Malika*** *et mon neveu* ***Yaghmouracene.***

A MA GRANDE FAMILLE *paternelle et maternelle*

A Mr ***CHIKH BENAZOUZ*** *Puisse Dieu, le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.*
A tous mes amis et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

A vous …

TINHINANE

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 1 الموجود بين النقطة الكيلومترية 6+728 و النقطة 6+973، ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو و ولاية بويرة.

الهيكل عبارة عن جسر طوله 252 ,17 مترًا مع 7 اجزاء مستقلة طولها 35 مترًا وعرضها 30, 14 مترًا . ويستقر الجزء العلوي على ثمانية ركائز وسطية وطرفية.

يحتوي العمل المقدم على جزأين رئيسيين، الأول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الأكثر ملاءمة. وفي الجزء الثاني، نبدأ البنية الفوقية، تأتي دراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج

حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من تغيير حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها. مرورا بتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام القوانين المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

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

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et de l'étude du viaduc V1 situé entre le PK 6+728 et PK6+973 relevant de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à la wilaya de Bouira.

L'ouvrage est un viaduc de 252,17 m de longueur avec 7 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 35 m de longueur, et une largeur de 14,30 m, le tablier repose sur huit appuis (six piles et deux culées).

Ce travail comporte deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit, la deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure, l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs, par la suite on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces dernières, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Viaduc, poutre VIPP, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract

In this work, the V1 Bridge is designed and studied. This project is located between KP 6 + 728 and KP 6 + 973 in the national highway that related the wilaya of Tizi-Ouzou to the wilaya of Bouira.

The structure is characterizd by a length of 252.17 m, connected by 7 independent spans. The concrete deck rests on prefabricated prestressed beams (post-tensioned beams) with length of 35 m and width of 14.30m supported by six piers and two reinforced concrete abutments.

The first part provides the site characteristics with quick and accurate results to evaluate different design alternatives even before the study is started. The chosen alternative has to be technically and environmentally advantageous and represents the best in all conditions.

The second part is to study the structure and the foundation in details of the chosen alternative. We start first by the theoretical study of the deck, subsequently by using a software by going through a lot of steps (loading, static analysis, prestressed concrete evaluation, bearings, seismic analysis...). This thesis ends with the study of piers, abutments and foundations.

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

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire**.**
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles**.**
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\boldsymbol{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
HA : Haute Adhérence.
12T15 : deuze (12) torons de 15.3 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……...…… 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1. Objectif et situation du projet 2
I.2.2. L'obstacle à franchir 2
I.3. LES DONNEES DE PROJET 2
I.3.1. Les données fonctionnelles 2
I.3.2. Les données naturelles 4
I.4. CONCLUSION 5

CHAPITRE II : CONCETION ET DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION 6
II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION 6
II.3. PRESENTATION ET PR DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 6
II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres » 6
II.3.1.1. Conception longitudinale 7
II.3.1.2. Conception transversale 7
II.3.1.3. Conception des poutres principales 7
II.3.1.4. Conception des entretoises 8
II.3.1.5. Choix de la nuance d'acier 8
II.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique 8
II.3.1.7. L'épaisseur de la dalle 8
II.3.1.8. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 8
II.3.1.9. Présentation de la variante 1 en format A3 9
II.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 10
II.3.2.1. Conception de la superstructure 10
II.3.2.2. Conception transversale 10
II.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 12
II.3.2.4. Présentation de la variante 2 en format A3 12
II.3.3. Variante 3 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP » 13
II.3.3.1. Conception longitudinale 13
II.3.3.2. Conception transversale 13
II.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 14
II.3.3.4. Présentation de la variante 3 en format A3 14

II.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES 15
II.5. ANALYSE MULTICRETERE DES VARIANTES 18
II.6. CONCLUSION 18

CHAPITRE III : CHAGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION 22
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL: 22
III.3. CARACTIRISTIQUES DES MATERIAUX 22
III.3.1. Béton 22
III.3.2. Armatures 23
III.3.3. Contraintes admissibles 23
III.3.3.1. Béton 23
III.3.3.2. Armatures 24
III.4. EVATUATION DES ACTIONS 25
III.4.1. Evaluation des actions hors trafic 25
III.4.1.1. Actions permanentes 25
III.4.1.2. Action thermique 27
III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 27
III.4.2.1. Système de charge à considérer 27
III.4.2.2. Caractéristiques du pont 27
III.4.2.3. Système de charge A 28
III.4.2.4. Système de charge B 30
III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 : 35
III.4.2.6. Convoi exceptionnel : D240 36
III.4.2.7. Efforts de freinage : 37
III.5. COMBINAISON DES CHARGES 38
III.6. CONCLUSION 38

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION 39
IV.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL 39
IV.2.1. Définition des paramètres de calcul. 39
IV.2.2. Paramètre d'entretoisement Θ 40
IV.2.3. Paramètre de torsion α 41
IV.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS 42
IV.3.1. Tableau donnant le moment fléchissant pour : x = 0.25L 42
IV.3.2. Tableau donnant le moment fléchissant pour : x = 0.50L 43
IV.3.3. Coefficient de répartition transversale K 44
IV.3.4. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X= 0.25L) : 60
IV.3.5. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X= 0.5L) 60
IV.3.6. Détermination de la poutre la plus sollicitée 60

IV.4. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES 61
IV.4.1. Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre 61
IV.4.2. Calcul de ε'α et εα 62
IV.4.3. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.00L) 64
IV.4.4. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.25L) 65
IV.4.5. Détermination de la poutre la plus sollicitée 65
IV.5. CONCLUSION 66

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION 67
V.2. DONNEES DE CALCUL 67
V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 68
V.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service 68
V.3.2. Détermination de nombre de câble 69
V.3.3. Pré-vérification de la précontrainte 69
V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 71
V.4.1. Principe 71
V.4.2. Détermination du tracé 71
V.5. CALCUL DES PERTES 74
V.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES 75
V.5.1.1. Pertes par frottement 75
V.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage 76
V.5.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton 76
V.5.2. PERTES DE TENSION DIFFEREES 77
V.5.2.1. Pertes par retrait 77
V.5.2.2. Perte par fluage 78
V.5.2.3. Perte par relaxation 78
V.5.3. PERTES TOTALES 79
V.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES 79
V.6.1. Les sections de vérifications 79
V.6.2. Limitation des contraintes 80
V.6.3. Caractéristiques nettes des sections 80
V.6.4. Justification de la poutre à l'ELS 81
V.6.4.1. Justification des contraintes normales 81
V.6.4.2. Justification des contraintes tangentielles 82
V.6.4.3. Armatures des zones tendues 83
V.6.5. Justification de la poutre à l'ELU 85
V.7. CONCLUSION 86

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

VI.1. INTRODUCTION 87

VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES 87
VI.2.1. Flèche due au poids propre 87
VI.2.2. Contre flèche de précontrainte 88
VI.2.3. Flèche due à la construction 88
VI.2.4. Flèche maximale à ELS 88
VI.2.5. Flèche totale 89
VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE 89
VI.3.1. Principe de ferraillage 89
VI.3.2. Evaluation des efforts 90
VI.3.3. Ferraillage 91
VI.3.3.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui) 91
VI.3.3.2. Ferraillage nappe inférieure 91
VI.3.3.3. Cadres transversales (Effort tranchant) 91
VI.4. ETUDE DE L'HOURDIS 92
VI.4.1. Ferraillage 94
VI.4.1.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui) 94
VI.4.1.2. Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée) 95
Figure VI.16 : Ferraillage de l'hourdis. 95
VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES 95
VI.5.1. Armature de peau 95
VI.5.2. Ferraillage minimal 95
VI.6. CONCLUSION 96

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION 97
VII.2. APPAREIL D'APPUI 97
VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 97
VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B 97
VII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K 99
VII.4. ETUDE SISMIQUE 100
VII.4.1. La méthode monomodale 100
VII.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 101
VII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal 102
VII.4.1.3. Séisme vertical 103
VII.4.2. Méthode du Spectre de Réponse 103
VII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 103
VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale 104
VII.4.2.3. Modes significatifs 105
VII.4.2.4. Combinaison des réponses modales 105
VII.4.2.5. Combinaison des composantes de l'action sismiques 106
VII.4.2.6. Efforts et déplacements sismiques 106
VII.4.3. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 106
VII.4.3.1. Résistance à la compression 106

VII.4.3.2. Stabilité au flambement 106
VII.4.3.3. Limitation de la distorsion 107
VII.4.3.4. Condition de non-glissement 107
VII.5. DES D'APPUIS 108
VII.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis 108
VII.5.2. Ferraillage des dés d'appuis 109
VII.5.3. Les plaques de fixation 110
VII.6. PLOT PARASISMIQUE 110
VII.7. JOINT DE CHAUSSEE 110
VII.7.1. Calcul de souffle 110
VII.7.2. Type de joint 111
VII.8. CONCLUSION 111

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION 112
VIII.2. ETUDE DE LA PILE 112
VIII.2.1. Conception de la pile/documents SETRA 112
VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 113
VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 114
VIII.2.2.1. Efforts statiques 114
Tableau VIII.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 114
VIII.2.2.2. Combinaisons des efforts 115
VIII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile 115
VIII.2.3.1. Etude de chevêtre 115
VIII.2.3.2. Etude des futs 118
VIII.2.3.3. Ferraillage de la semelle 119
VIII.2.3.4. Etude des pieux 120
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 122
VIII.3.1. Conception des culées 122
VIII.3.1.1. Choix de type de culée 122
VIII.3.1.2. Prédimensionnement de la culée 122
VIII.3.2. Descente des charges 123
VIII.3.3. Combinaison des efforts 124
VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée 125
VIII.3.4.1. Mur frontal 125
VIII.3.4.2. Mur garde grève 126
VIII.3.4.3. Dalle de transition 128
VIII.3.4.4. Semelle sur pieux 129
VIII.3.4.5. Etude des pieux 129
VIII.4. CONCLUSION 130

CHAPITRE IX : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

IX. 1. HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART 131
IX.1.1. Histoire des ponts avant J.C 131
IX.1.2. Evolution des ponts durant l'histoire 131
IX.2. COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS 133
IX.2.1. Problématique 133
IX.2.2. Dommage sismique des ponts 134
IX.2.2.1. Echappement du tablier de ses appuis 134
IX.2.2.2. Rupture fragile des piles 136
IX.2.2.3. Endommagement des culées 137
IX.2.2.4. Appuis et joint de chaussée 137

CONCLUSION GENERALE……..……...139

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A. RESULTATS GEOTECHNIQUES

ANNEXE B. MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

ANNEXE C. REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

ANNEXE D. FERRAILLAGE

ANNEXE E. TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

ANNEXE F. TABLEAUX EXCEL

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Implantation du projet sur la carte. 2
Figure I.2 : Tracé en plan. 3
Figure I.3 : Profil en long. 3
Figure I.4 : Profil en travers. 4
Figure I.5 : Coupe lithologique. 5

CHAPITRE II : CONCETION ET DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 7
Figure II.2 : Notations de dimensions. 11
Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. 13

CHAPITRE III : CHAGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 24
Figure III.2 : Les longueurs des différentes sections de la poutre. 25
Figure III.3 : Sollicitations dues au poids propre. 27
Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR. 27
Figure III.5 : Positionnement de la surcharge A1v. 29
Figure III.6 : Positionnement de la surcharge A2v. 29
Figure III.7 : Positionnement de la surcharge A3v. 29
Figure III.8 : Positionnement de la surcharge A4v. 30
Figure III.9 : Système de chargement Bc. 30
Figure III.10 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant. 31
Figure III.11 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés. 32
Figure III.12 : Système de chargement Bt. 33
Figure III.13 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt. 33
Figure III.14 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment. 34
Figure III.15 : Système de chargement Br. 34
Figure III.16 : Convoi de charge Mc 120. 35
Figure III.17 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max. 36
Figure III.18 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max. 36
Figure III.19 : Convoi exceptionnel D240. 36
Figure III.20 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max 37
Figure III.21 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max. 37

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Figure IV.1 : Positions actives des poutres. 39
Figure IV.2 : Section équivalente. 42
Figure IV.2 : Position des poutres. 47
Figure IV.4 : Surface de la surcharge AL pour une voie. 48
Figure IV.5 : Surface de la surcharge AL pour deux voies. 48
Figure IV.6 : Surface de la surcharge AL pour trois voies. 48
Figure IV.7 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies. 49
Figure IV.8 : Surface de la surcharge AL pour une voie. 49

Figure IV.9 : Surface de la surcharge AL pour deux voies. 49
Figure IV.10 : Surface de la surcharge AL pour trois voies. 50
Figure IV.11 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies. 50
Figure IV.12 : Surface de la surcharge AL pour une voie. 50
Figure IV.12 : Surface de la surcharge AL pour deux voies. 51
Figure IV.14 : Surface de la surcharge AL pour trois voies. 51
Figure IV.15 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies. 51
Figure IV.16 : Surface de la surcharge AL pour une voie. 52
Figure IV.17 : Surface de la surcharge AL pour deux voies. 52
Figure IV.18 : Surface de la surcharge AL pour trois voies. 52
Figure IV.19 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies. 52
Figure IV.20 : Surface de la surcharge AL pour une voie. 53
Figure IV.21 : Surface de la surcharge AL pour deux voies. 53
Figure IV.22 : Surface de la surcharge AL pour trois voies. 53
Figure IV.23 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies. 54
Figure IV.24 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120. 54
Figure IV.25 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120. 54
Figure IV.26 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120. 55
Figure IV.27 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120. 55
Figure IV.28 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge Mc120. 55
Figure IV.29 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240. 56
Figure IV.30 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240. 56
Figure IV.31 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240. 56
Figure IV.32 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240. 56
Figure IV.33 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge D240. 57
Figure IV.34 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie. 57
Figure IV.35 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies. 57
Figure IV.36 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies. 58
Figure IV.37 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies. 58
Figure IV.38 : Ligne d'influence pour les poutres dans la section courante. 64
Figure IV.39 : . Ligne d'influence pour les poutres sur appuis 64

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure V.1 : Câble de 12T15. 69
Figure V.2 : Géométrie des câbles. 71
Figure V.3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte. 72
Figure V.4 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage. 72
Figure V.5 : Trajectoire des câbles. 73
Figure V.6 : L'angle de déviation des câbles. 73
Figure V.7 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 75
Figure V.8 : Les sections de vérification. 80
Figure V.9 : Ferraillage de zone tendue. 84
Figure V.10 : Diagramme des contraintes à mi travée. 84

CHAPITRE VI : ETUDE DE TABLIER

Figure VI.1 : Vue en 3D du tablier de pont. 87
Figure VI.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre. 87

Figure VI.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 88
Figure VI.4 : Flèche max de la poutre à ELS. 88
Figure VI.5 : Positions des vérins. 89
Figure VI.6 : Modélisation de l'entretoise. 90
Figure VI.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise. 90
Figure VI.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise. 90
Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise. 91
Figure VI.10 : Ferraillage de l'entretoise. 92
Figure VI.11 : Moment Max- Dalle à ELU. 93
Figure VI.12 : Effot tranchant Max- Dalle à ELU. 93
Figure VI.13 : Moment Max- Dalle à ELS. 93
Figure VI.14 : Moment Max- Dalle à ELS. 94
Figure VI.15 : Effot tranchant Max- Dalle à ELS. 94
Figure VI.16 : Ferraillage de l'hourdis. 95
Figure VI.17 : Ferraillage de la poutre. 96

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

Figure VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui. 99
Figure VII.2 : Modèle de calcul multimodal. 103
Figure VII.3 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. 104
Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. 104
Figure VII.5 : Dimensions du dé d'appui. 109
Figure VII.6 : Ferraillage du dé d'appui. 109
Figure VII.7 : Joint de chaussée. 110

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1 : Forme et dimensions des piles. 113
Figure VIII.2 : Modèle de calcul. 116
Figure VIII.3 : Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel. 116
Figure VIII.4 : Les moments Mmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel. 116
Figure VIII.5 : Les efforts tranchants Tmax ELU sur le chevêtre avec le logiciel. 117
Figure VIII.6 : Ferraillage du chevetre (COUPE TRANSVERSALE). 118
Figure VIII.7 : Ferraillage du fut. 119
Figure VIII.8 : Ferraillage des pieux. 122
Figure VIII.9 : Dimensions de la culée. 123

CHAPITRE IX : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure IX.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 135
Figure IX.2 : Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999 135
Figure IX.3 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995 136
Figure IX.4 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. 136
Figure IX.5 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. 137

Figure IX.6 : Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000). 137
Figure IX.7 : Pont – poutre avec une structure porteuse continue de 657m de long et appui longitudinal fisse sur la culée, à gauche sur l'image.....138

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCETION ET DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques 9
Tableau II.2 : Pré dimensionnement des entretoises 10
Tableau II.3 : Récapitulation de découpage des voussoirs. 11
Tableau II.4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC 12
Tableau II.5 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 13
Tableau II.6 : Analyse multicritère des trois variantes 15

CHAPITRE III : CHAGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

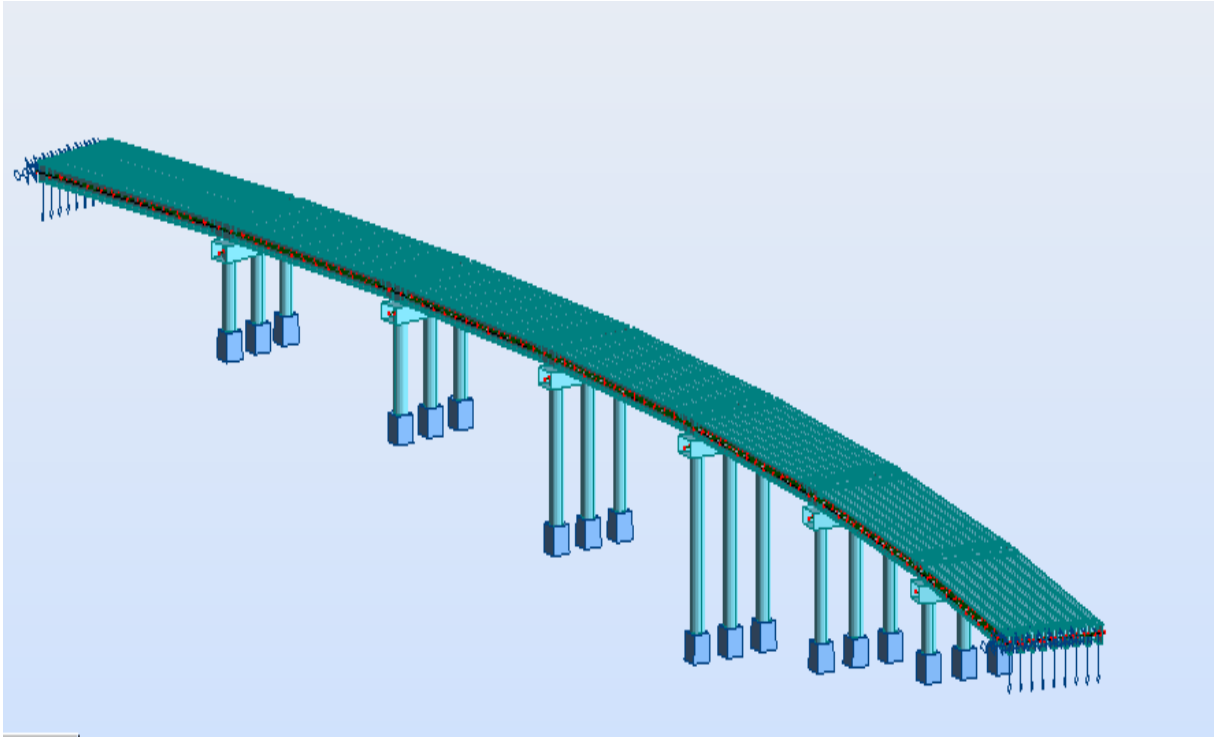
Tableau III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 24
Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives 24
Tableau III.3 : Le poids total du tablier. 26
Tableau III.4 : Coefficient a1. 28
Tableau III.5 : Les valeurs de bc. 31
Tableau III.6 : Les valeurs de $\boldsymbol{\delta}$. 31
Tableau III.7 : L'effort de freinage de A(L). 37

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Tableau IV.1 : Valeur des positions actives des poutres 39
Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a x = 0.25 L. 42
Tableau IV.3 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a x = 0.5 L. 43
Tableau IV.4 : Valeur de K0 pour θ = 0.90. 44
Tableau IV.5 : Valeur de K1 pour θ = 0.90. 45
Tableau IV.6 : Valeur de K0 pour θ = 0.95. 45
Tableau IV.7 : Valeur de K1 pour θ = 0.95. 45
Tableau IV.8 : Valeur de K0 pour θ = 0.92. 45
Tableau IV.9 : Valeur de K1 pour θ = 0.92. 46
Tableau IV.10 : Valeur de Kα pour θ = 0,92 et α = 0.21. 46
Tableau IV.11 : Valeur de Kα pour chaque poutre. 46
Tableau IV.12 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 1. 49
Tableau IV.13 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 2. 50
Tableau IV.14 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 3. 51
Tableau IV.15 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 4. 53
Tableau IV.10 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 5. 54
Tableau IV.17 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Mc120. 55
Tableau IV.18 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge D240. 57
Tableau IV.19 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Bc. 58
Tableau IV.20 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Bt. 59
Tableau IV.21 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Br. 59
Tableau IV.22 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2 60
Tableau IV.23 : Combinaisons de charge à ELS et a ELU. 61
Tableau IV.24 : Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à X= 0.00L et X= L/2. 61
Tableau IV.25 : Valeur de ε0 pour θ = 0.92. 62
Tableau IV.26 : Valeur de ε1 pour θ = 0.92. 62
Tableau IV.27 : Valeur de ε' pour θ = 0.92. 63

Tableau IV.28 : Valeur de ε 0.21 pour θ = 0.92. 63
Tableau IV.29 : Valeur de ε' 0.21 pour θ = 0.92. 63
Tableau IV.30 : Valeur de ε0.21 en position réelle dans section courante (à 0.25L).....63
Tableau IV.31 : Valeur de ε'0.21 en position réelle dans section sur appuis (à l'about). 63
Tableau IV.32 : Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X = 0.00L). 64
Tableau IV.33 : Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X = 0.25L) 65
Tableau IV.34 : Combinaisons des charges à ELS et à ELU 65
CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Tableau V.1 : Données de dimensionnements de la précontrainte. 67
Tableau V.2 : Calcul de PMIN. 68
Tableau V.3 : Détermination du nombre de câble 69
Tableau V.4 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes. 70
Tableau V.5 : Résultats de vérifications des contraintes 70
Tableau V.6 : Tracé des câbles. 72
Tableau V.7 : Caractéristiques du tracé des câbles. 74
Tableau V.8 : Valeurs des pertes dues aux frottements. 75
Tableau V.9 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage. 76
Tableau V.10 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 77
Tableau V.11 : Valeurs des Pertes par fluage. 78
Tableau V.12 : Valeurs des pertes par relaxation. 79
Tableau V.13 : Valeurs des pertes totales. 79
Tableau V.14 : Limitation des contraintes 80
Tableau V.15 : Caractéristiques nettes des sections. 80
Tableau V.16 : Caractéristiques de chaque phase de vérification. 81
Tableau V.17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. 82
Tableau V.18 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 82
Tableau V.19 : Effort de précontrainte 83
Tableau V.20 : Contrainte tangentielle « τ » 83
Tableau V.21 : Détermination l'angle βu. 85
CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE
Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui. 98
Tableau VII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis. 99
Tableau VII.3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis. 100
Tableau VII.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 102
Tableau VII.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 02
Tableau VII.6 : Modes Propres. 105
Tableau VII.7 : Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme. 106
Tableau VII.8 : Modèles des joints Wd. 111
CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Tableau VIII.1 : Implantation et hauteurs des piles. 112
Tableau VIII.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes. 113
Tableau VIII.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 114
Tableau VIII.4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût. 114
Tableau VIII.5 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût. 115
Tableau VIII.6 : Ferraillage du chevêtre. 117

Tableau VIII.7 : Ferraillage des fûts de la pile. 119
Tableau VIII.8 : Nombre de pieu sur chaque pile. 120
Tableau VIII.9 : Valeurs de WARNER. 121
Tableau VIII.10 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 123
Tableau VIII.11 : Evaluations des efforts statiques de la culée 124
Tableau VIII.12 : Combinaison des efforts. 125
Tableau VIII.13 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal 125
Tableau VIII.14 : Sollicitations sur mur frontal. 128



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

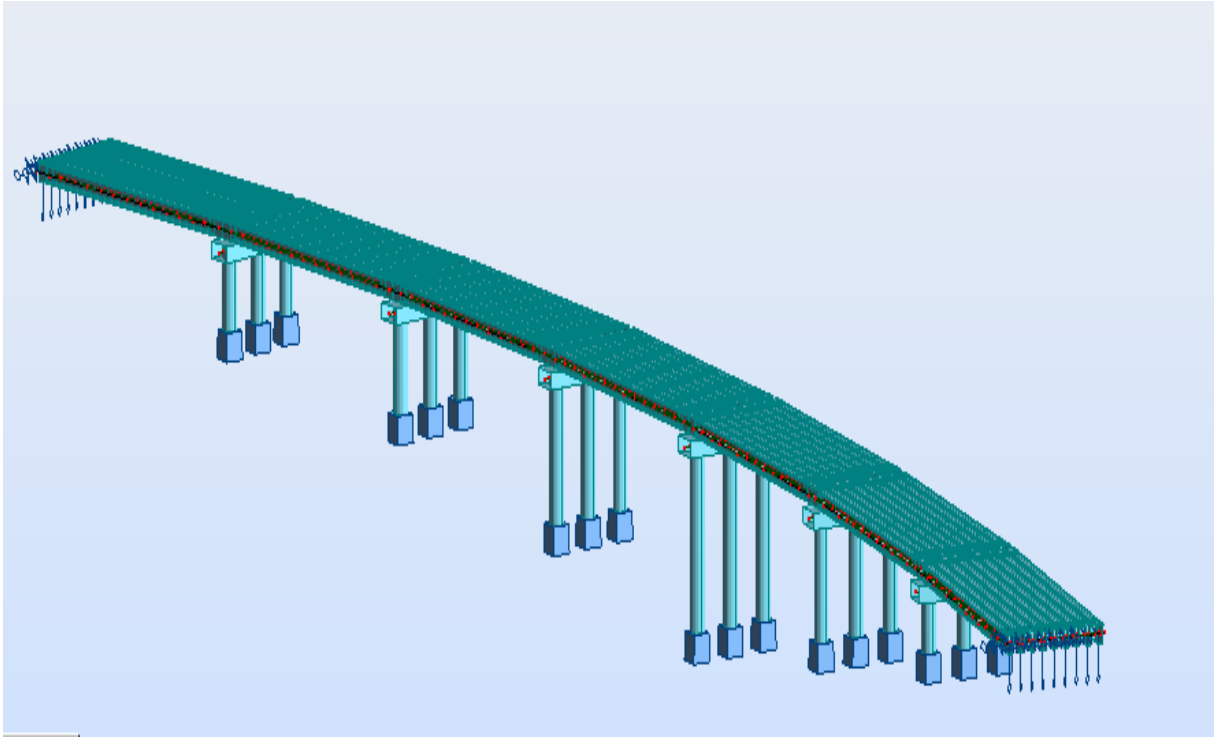
Un ouvrage d'art est une construction de grande importance et de grande taille permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Plusieurs ouvrages sont édifiés de nos jours pour permettre des communications routières, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels). Également, ces ouvrages peuvent être des dispositifs de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (mers et océans) (exemples de murs, de tranchées couvertes, de digues) ou bien de dispositifs de transition entre plusieurs modes de transports (les quais et autres ouvrages portuaires).

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

Le but de mon travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un viaduc n°1 courbé d'une longueur de 252,17 m situé à TIZI OUZOU, qui a été réalisée par « **ENGOA** » Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

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



CHAPITRE I.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) …ets.

L'étude de ces différents types de pont ne peut être commencé que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail porte sur la conception et l'étude du viaduc V1 situé du PK 6+728 au PK 6+973 de la pénétrante reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest.

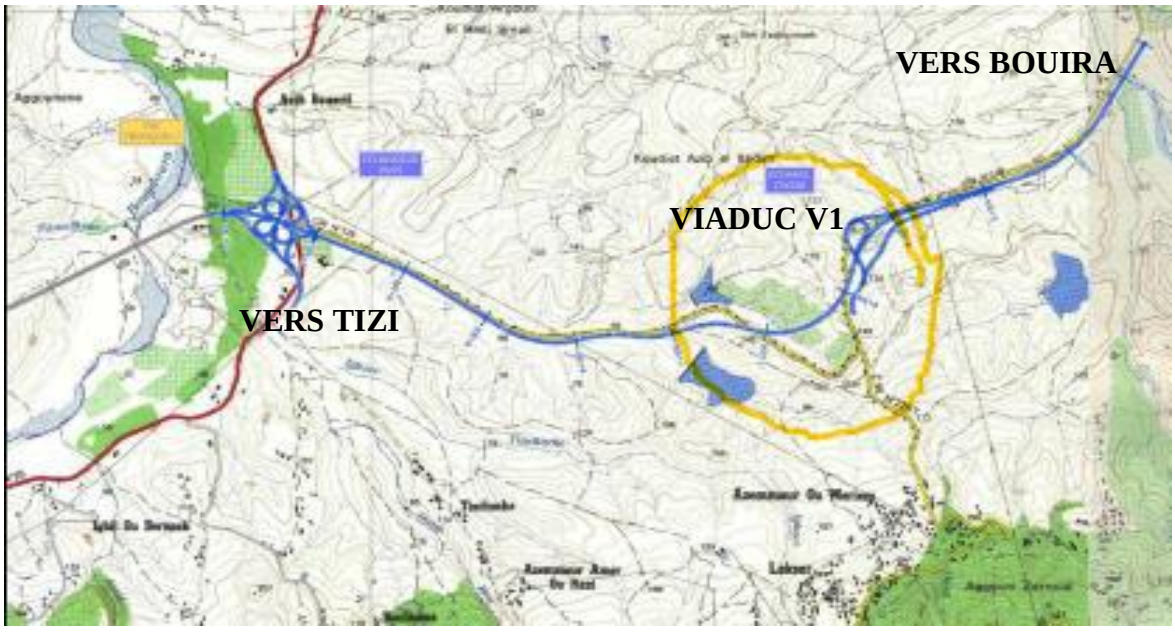


Figure I.1 : Implantation du projet sur la carte.

I.2.2. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une vallée moyennement profonde, en présence d'une dépression d'eau.

I.3. DONNEES DE PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

➢ **Tracé en plan :**

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

- Début de l'ouvrage au PK 6+728.
- Fin de l'ouvrage au PK 6+973.

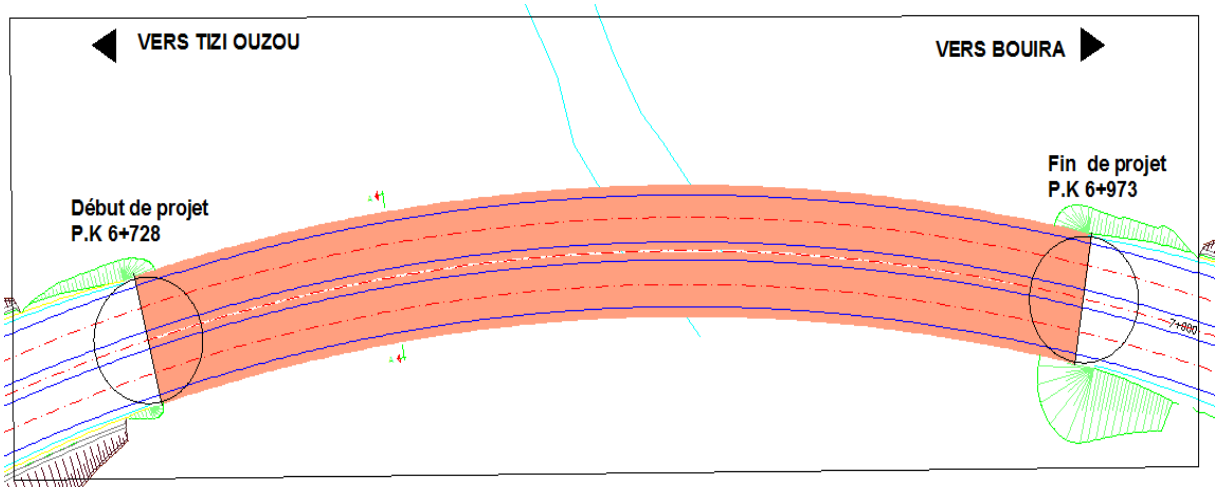


Figure I.2 : Tracé en plan.

➢ **Profil en long :**

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

- Début de l'ouvrage au PK 6+728, Parabole avec un rayon de 7 084 m
- PK 6+973 à la fin de projet, Parabole avec un rayon de 7 084 m

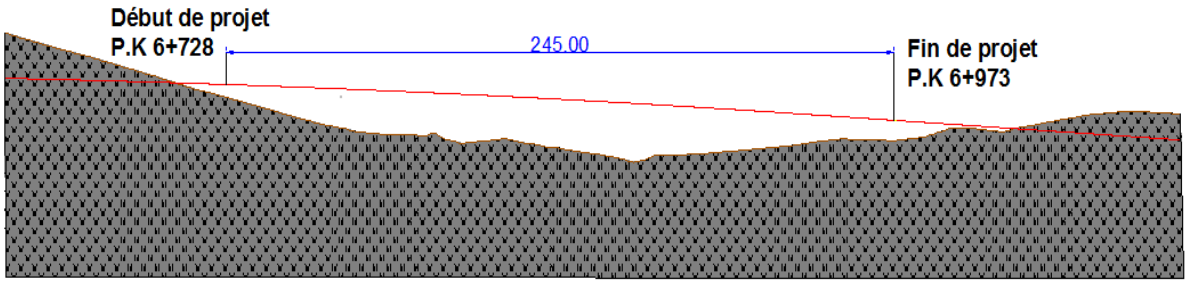


Figure I.3 : Profil en long.

➢ **Profil en travers**

Le profil en travers du projet est défini par :

- La largeur totale du tablier est de 14.30 m.
- Chaussée de trois voies de 3 m, Lr = 13 m.
- Deux trottoirs de 0.65 m
- La pente du versant est de 5.20 %.
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité
- Deux gardes corps.

Dans cet ouvrage on a une symétrie entre les deux sens.

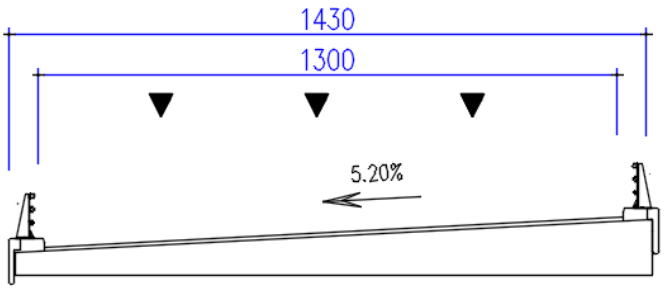


Figure I.4 : Profil en travers.

I.3.2. Données naturelles

➢ **Topographie :**

Selon l'analyse du levé topographique, le site est dans son ensemble plat.

➢ **Géotechnique :**

La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire dans le génie civil. Un ouvrage ne peut être viable que lorsqu'elle arrive à tenir sur le sol qui est destiné à la supporter. Un programme géotechnique a été défini par le laboratoire central des travaux publics. Il a réalisé des différents essais in situ :

- **Essai de sondage carotté**

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

- **Essai de sondage préssiométre :**

L'essai préssiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage, jusqu'à la rupture, il permet par conséquence d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage :

« EM », et celle des grands déplacements, en déduisant la pression limite.
« Pl » correspondant à la rupture du forage.

- **Essai de sondages au pénétromètre dynamique :**

L'essai de pénétromètre dynamique est un essai de reconnaissance préliminaire et qualitative pour un chantier important, permettant de déterminer la résistance en pointe « Rp » après battage et d'en déduire par conséquent la capacité portante « qd » d'une fondation.

L'essai est très utile pour :

- L'estimation de la résistante en pointe.
- La spécification de l'outil d'attaque (de creusement).
- Situer le toit d'un substratum rocheux.
- Définir l'aptitude du terrain à recevoir l'ouvrage (la construction).
- Quatre essais de pénétromètre dynamique ont été effectués.

Les résultats des essais sont dans l'annexe A.

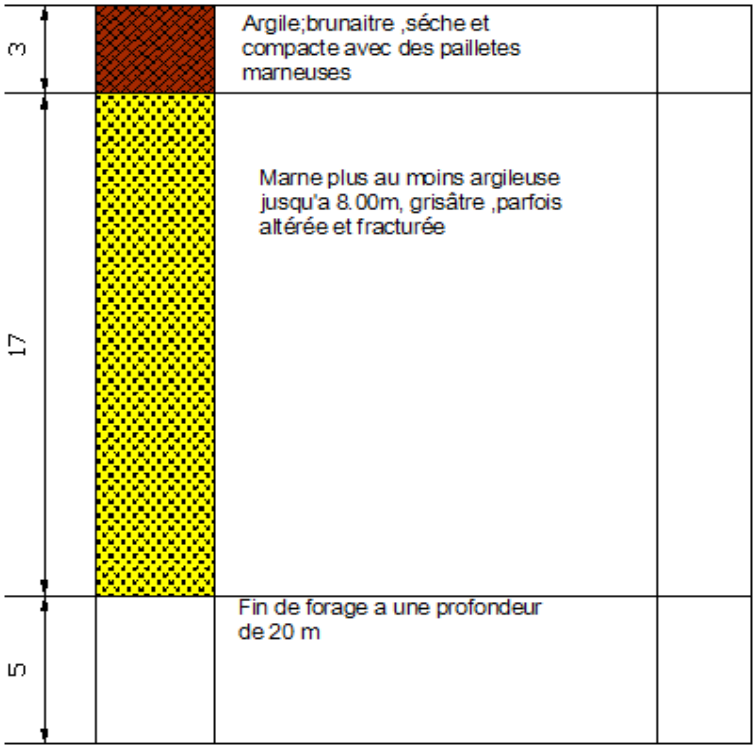


Figure I.5 : Coupe lithologique.

- **Sismicité du site :**

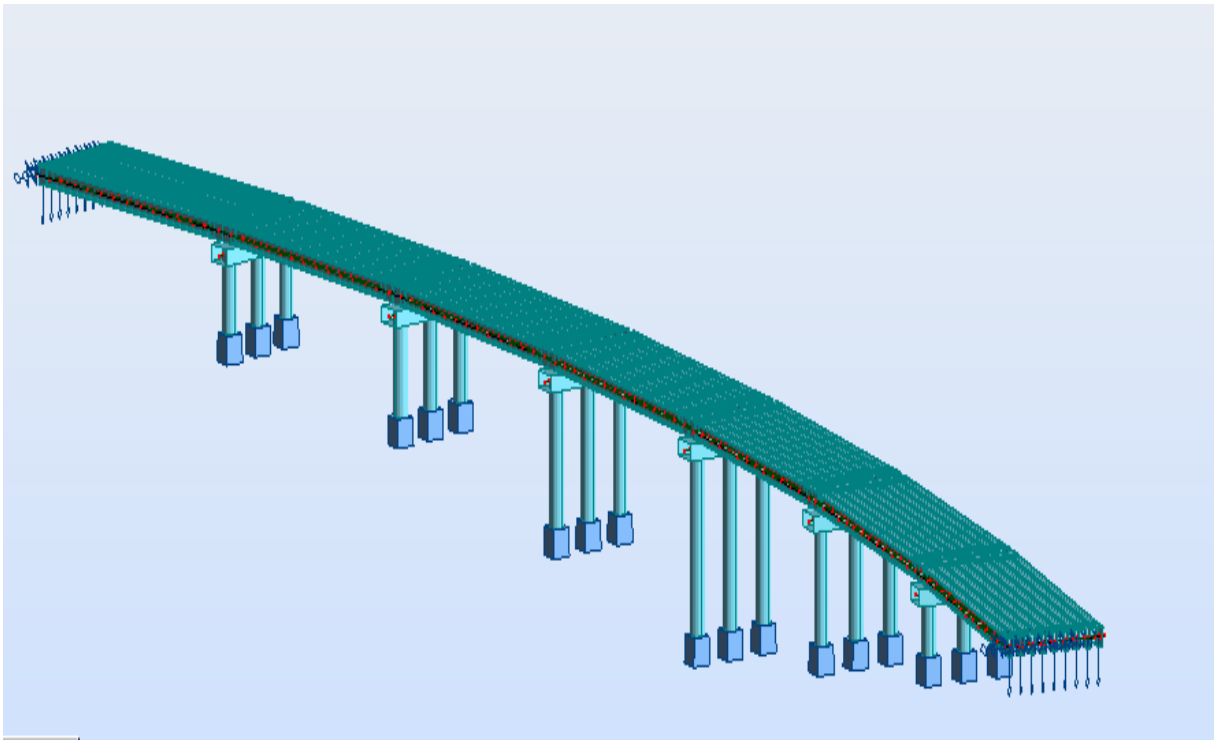
Selon le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrage d'Art (RPOA2008), l'Algérie est divisée en cinq zones de sismicité. Et d'après ce règlement, la région de Tizi Ouzou est situé dans la **zone IIa,** zone de moyenne sismicité et notre viaduc fait partie de groupe 2, le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est : A = 0.2.

- **L'humidité :**

Humidité utilisée dans le langage de la construction correspond à une présence anormale d'humidité dans un ouvrage. Celle-ci peut être sous forme de liquide, de vapeur d'eau ou de capillaire. La plupart des matériaux couramment utilisés dans la construction sont des matériaux poreux, c'est-à-dire qu'ils sont constitués d'une partie solide (la matrice) et d'air, contenus dans les pores. L'air et l'humidité peuvent circuler dans ce réseau. Les molécules d'eau vont donc pouvoir venir se déposer à l'intérieur du matériau. C'est ce qui explique le caractère hygroscopique de la plupart des matériaux d'ouvrage.

I.4. CONCLUSION

On conclut que dans ce chapitre on a fait une description détaillée sur les données de l'ouvrage qui me permet dans les chapitres suivants de choisir une meilleure conception qui s'adapte à ces paramètres.



CHAPITRE II.

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration. L'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, il est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

Pour notre ouvrage, plusieurs variantes peuvent être envisagées, Le choix de type de pont résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La nature du sol.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Position possible pour les appuis.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- L'esthétique de l'ouvrage.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

Un pont est un ouvrage constitué de plusieurs parties de conception, nous citons les éléments principaux du pont :

- **Le tablier :** Élément résistant portant la voie.
- **Les appuis :** Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).
- **Les fondations :** Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.
  La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont. Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit = 90^o où 100 gr.

II.3. PRESENTATION ET PR DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres »

Les ouvrages mixtes à poutres comportent des éléments en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 130 m pour les travées continues, avec une largeur totale de 7/8 m jusqu'à 20 m.

II.3.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante on propose un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées de rives de 46 m de longueur, et trois travées principales de 76.5 m de longueur, qui nous donne une longueur totale de 245 m.

II.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 14.30 m, la solution la plus courante consiste connecter longitudinalement une dalle en béton de 25 cm aux deux poutres.

$1.5\ m \leq b_1 \leq 0.55\ L$

On opte pour : $\mathbf{b_1 = 8\ m}$, par conséquence $\mathbf{b_2 = 3.15\ m}$.

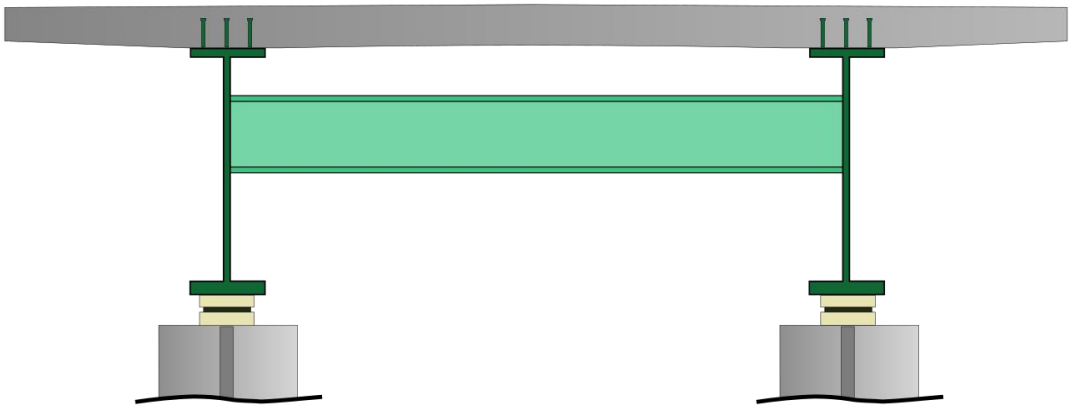


Figure II.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

II.3.1.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume, le pré-dimensionnement de différentes sections de la poutre maîtresse :

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	H = L/25	3 060
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1 700
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005*d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50

Largeur semelle inférieure sur pile	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	1100
Largeur semelle supérieure sur pile	400 mm ≤ b_s ≤ 1 000 mm	1000
Largeur semelle inférieure à la clef	500 mm ≤ b_i ≤ 12 00 mm	900
Largeur semelle supérieure à la clef	400 mm ≤ b_s ≤ 1 000 mm	700
Epaisseur de la semelle inférieure	20 ≤ t_s ≤ 150	70

II.3.1.4. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Pour le pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE700 avec un espacement de 7 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des entretoises.

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur de l'entretoise Hpp	L / 15 ≤ Hpp ≤ L /10	700
Largeur de la semelle bpp	220 mm ≤ tw-pp ≤ 300 mm	250
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme tw-pp	10 mm ≤ tw-pp ≤ 12 mm	12

II.3.1.5. Choix de la nuance d'acier

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

II.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Leur espacement est déterminé par un calcul détaillé.

II.3.1.7. L'épaisseur de la dalle

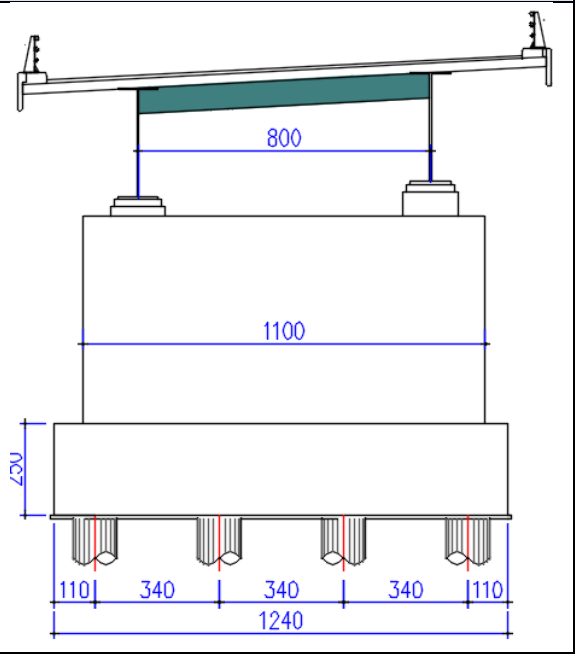
Pour éviter toute sorte d'encombrement de ferraillage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé de 25 cm.

II.3.1.8. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations.

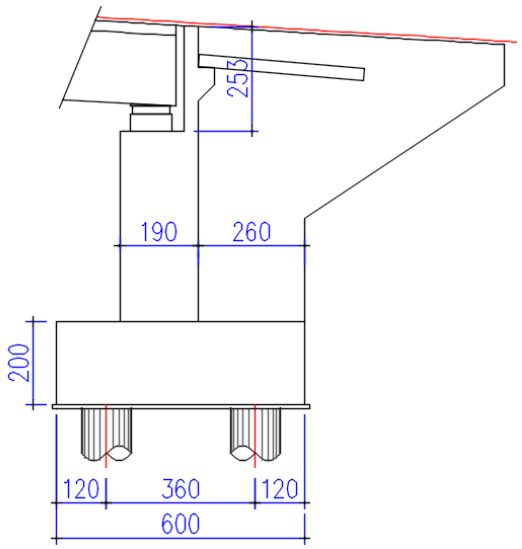
➢ **Pré-dimensionnement des piles :**

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 1.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	2.50	
	Longueur	11.00	
	Hauteur	H_1 = 7.65 H_2 = 15.15 H_3 = 9.20	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	12.40	
	Hauteur	2.50	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25	

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

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 1.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	5.15 – 4.60	
	Longueur	14.3	
	Épaisseur	1.90	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.53	
	Épaisseur	0.35	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	14.30	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	25	

II.3.1.9. Présentation de la variante 1 en format A3 : voir page 19**.**

II.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

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

II.3.2.1. Conception de la superstructure

Pour cette variante, on propose un pont voussoirs de hauteur variable composé d'une travée principale de 110 m et deux travées de rives de 66 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 242 m.

- **Découpage de voussoirs :**

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

Tableau II.5 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	8 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3 m.	2 m
Voussoirs courants	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 5 m.	5 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 89**.

- ✓ 2 voussoirs sur pile.
- ✓ 3 voussoirs de clavage.
- ✓ 80 voussoirs courants.
- ✓ 4 voussoirs sur culée.

II.3.2.2. Conception transversale

- **Choix du type de caisson :**

Notre ouvrage constitué d'un tablier de largeur de 14,3 mètres inférieur à 20 mètres, donc on peut choisir les caissons à section fermé c'est la solution idéale la plus économique, plus esthétique.

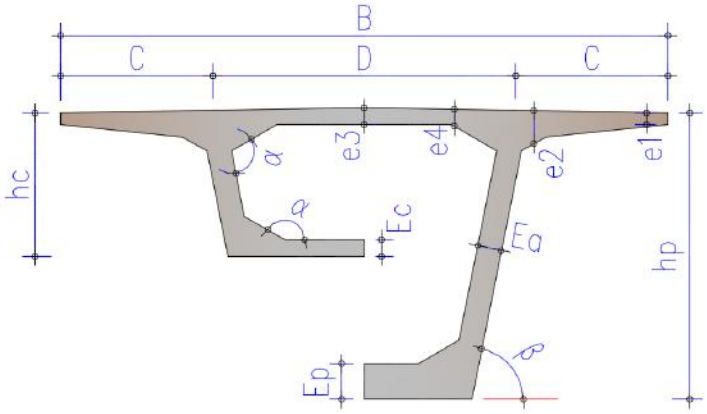


Figure II.2 : Notations de dimensions.

➢ **Pré dimensionnement da la section transversale :**

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

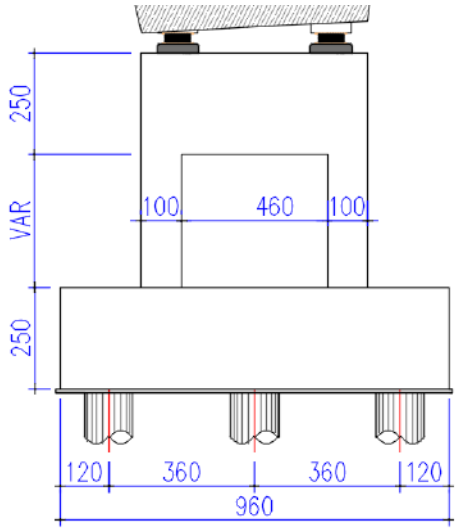
Tableau II.6 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{h_P} = 14 + \frac{L}{45}$	600 cm
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{L}{h_C} = 19 + \frac{L}{7}$	300 cm
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$	
Largeur du voussoir	B	1430cm
C	B/4	357.5 cm
D	B - 2C	715 cm
D’	C - Ea/2	382.5 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45 cm
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	30 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	15 %
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	50 cm
Ec	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm
Ep	$35 < E_p < 80$ cm	70 cm
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Gousset inferieur	$40° < \alpha < 45°$	40°

II.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

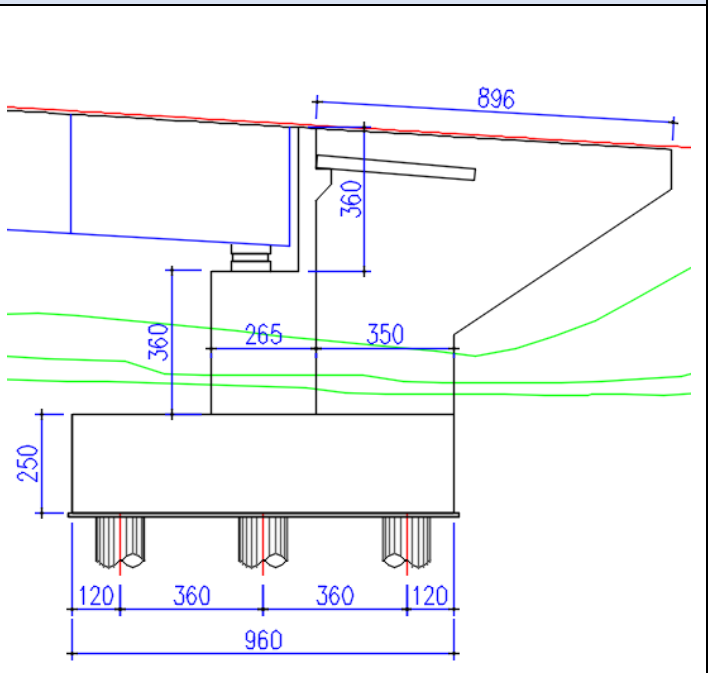
➢ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	7.0	
	Largeur	6.60	
	Epaisseur	1.0	
	Hauteur	H_1 = 9.00 H_2 = 6.10	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	30	

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

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante V2.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3.60 – 5.25	
	Longueur	14.30	
	Épaisseur	2.65	
Mur en retour	Épaisseur	0.7	
Mur garde grève	Hauteur	3.5	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	14.30	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	25	

II.3.2.4. Présentation de la variante 2 en format A3 : voir page 20.

II.3.3. Variante 3 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »

Les ouvrages à poutres de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts a poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.

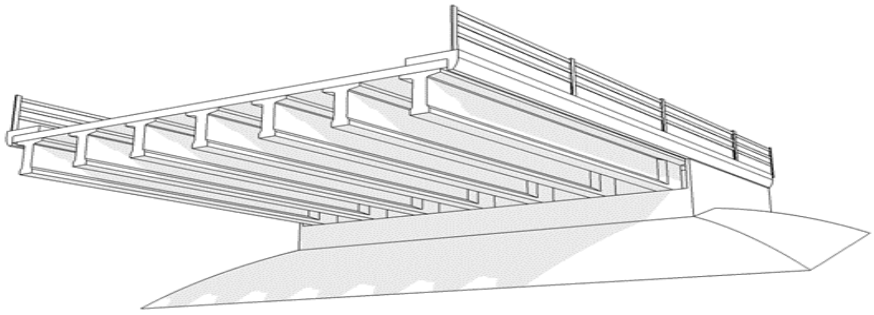


Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.3.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de sept travées de 35 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 252.17 m.

II.3.3.2. Conception transversale

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 3 qui sont montré dans le tableau ci-dissous :

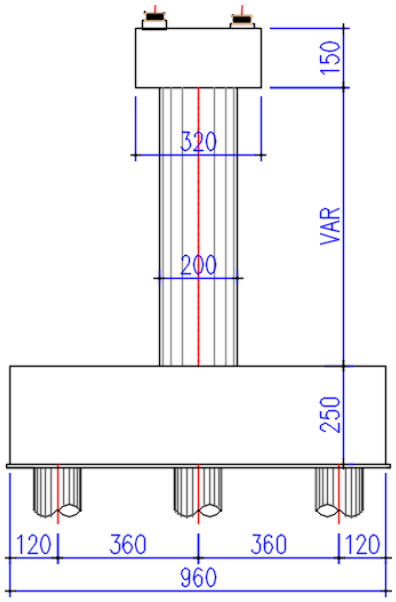
Tableau II.9 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	1.75 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.20 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	1.95 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	1.6 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.10 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.80 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	9 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2/K)$; Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140 \text{ cm}^2$

II.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

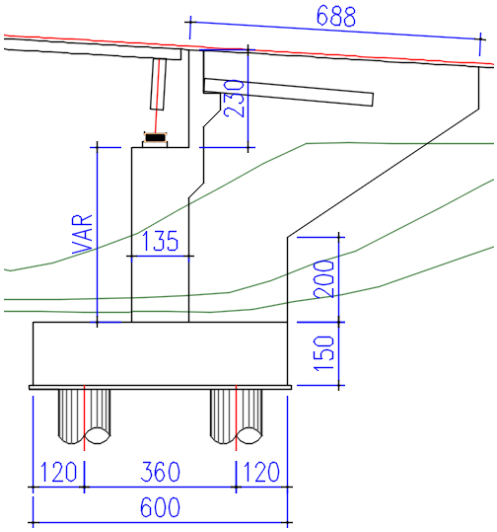
➢ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante V3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3.20	
	Longueur	14.30	
	Hauteur	1.50	
Fûts	Diamètre	2.0	
	Nombre	3 / Pile	
	Hauteur	H_1 = 7.10 - H_2 = 9.00 H_3 = 13.00 - H_4 = 16.50 H_5 = 11.00 - H_6 = 5.40	
Semelles	Largeur	9.6/6(P1-P6)	
	Longueur	14.30	
	Hauteur	2.50/1.50(P1-P6)	
Pieux	Nombre	12/8(P1-P6)	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25.00	

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

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante V3.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.15 – 5.65	
	Longueur	14.30	
	Épaisseur	1.35	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	2.30	
	Épaisseur	0.35	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	14.30	
	Hauteur	1.50	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25	

II.3.3.4. Présentation de la variante 3 en format A3 : voir page 21.

II.4. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau II.12 : Devis de la 1ère variante/sens.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 300.00	58 000.00	75 400 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 900.00	2500.00	9 750 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	52.00	40 000.00	2 080 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	52.00	20 000.00	1 040 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**92 270 000.00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	111.00	10 500.00	1 165 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	985.00	15 000.00	14 775 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	880.00	16 000.00	14 080 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	450.00	16 000.00	7 200 000.00
2.5	Hourdis RN 35	M3	880.00	18 000.00	15 840 000.00
TOTAL (Poste 2)					**53 060 500.00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	310.00	135000.00	41850000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	180.00	135000.00	24300000.00
3.3	Acier charpente métallique pour tablier	T	770.00	450000.00	346500000.00
TOTAL (Poste 3)					**412 650 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**557 980 500.00**
T V A 19 %	**106 016 295.00**
TOTAL EN TTC	**663 996 795.00**

Concernant la 2ème variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.13 : Devis de la 2ème variante/sens.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 320.00	58 000.00	76 560 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 960.00	2 500.00	9 900 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	48.00	40 000.00	1 920 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	48.00	20 000.00	960 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**93 340 000.00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	60.00	10 500.00	630 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 350.00	15 000.00	20 250 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	460.00	16 000.00	7 360 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	480.00	16 000.00	7 680 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	3 000.00	32 000.00	96 000 000.00
TOTAL (Poste 2)					**131 920 000.00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	290	135 000.00	39 150 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	T	600	135 000.00	81 000 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs	T	240	490 000.00	117 600 000.00
TOTAL (Poste 3)					**237 750 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**463 010 000.00**
T V A 19 %	**87 971 900.00**
TOTAL EN TTC	**550 981 900.00**

Concernant la 3ème variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.14 : Devis de la 3ème variante/sens.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 000.00	58 000.00	116 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 000.00	2 500.00	15 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	80.00	40 000.00	3200000.00
1.4	Recepage des pieux	U	80.00	20 000.00	1600000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**139 800 000.00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	100.00	10 500.00	1 050 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 900.00	15 000.00	28 500 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 050.00	16 000.00	16 800 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	380.00	16 000.00	6 080 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M3	2 700.00	21 000.00	56 700 000.00
TOTAL (Poste 2)					**109 130 000.00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	425.00	135 000.00	57 375 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	470.00	135 000.00	63 450 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	65.00	460 000.00	29 900 000.00
TOTAL (Poste 3)					**150 725 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**399 655 000.00**
T V A 19 %	**75 934 450.00**
TOTAL EN TTC	**475 589 450.00**

II.5. ANALYSE MULTICRETERE DES VARIANTES

Tableau II.15 : Analyse multicritère des trois variantes.

Critère de choix	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre	▪ Le coût de l'acier est élevé. ▪ Dépense de transport des pièces. ▪ Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. ▪ Sensibilité au gradient thermique.	▪ Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). ▪ Besoins des mains d'œuvre qualifiées.	▪ Simplicité des formes. ▪ Minceur de la dalle	▪ Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretient fréquent et couteux. ▪ Entretien périodique.
Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	▪ Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. ▪ Réduction et meilleure utilisation des coffrages.	▪ On peut atteindre des portées plus grandes. ▪ La facilité de franchir en courbe ▪ L'exécution sans contact avec le sol. ▪ Franchir des vallées très profondes ou accidentées.	▪ Parmi les types des ponts les plus attirant.	▪ La durée d'entretien est plus longue.
Variante 3 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	▪ La multiplication du nombre des appuis. ▪ La difficulté de franchir des biais et courbe ▪ Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués ▪ Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place.	▪ Maîtrise de la préfabrication des poutres. ▪ Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. ▪ Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois.	▪ Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique	▪ **L**es ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu

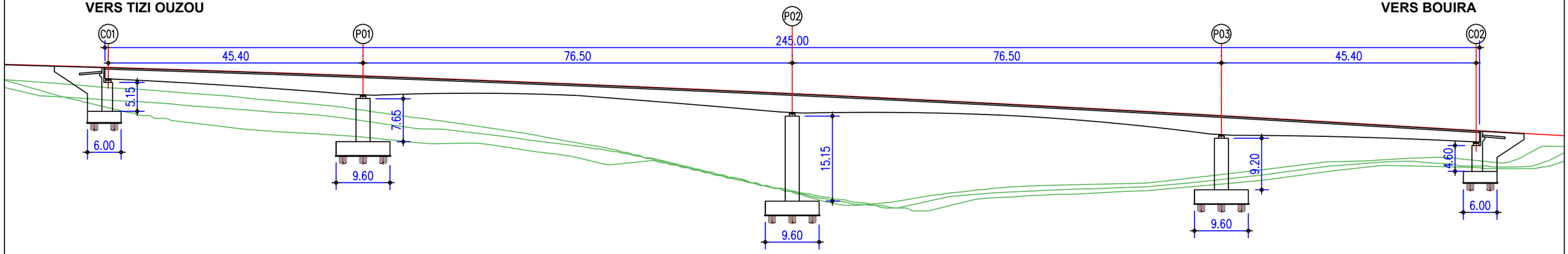
II.6. CONCLUSION

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

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/700

VERS TIZI OUZOU

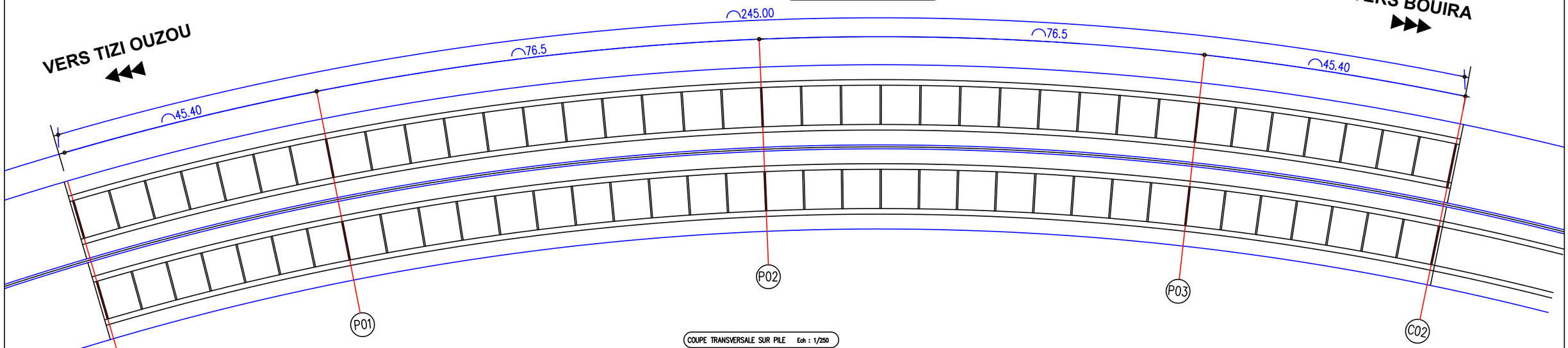
VERS BOUIRA



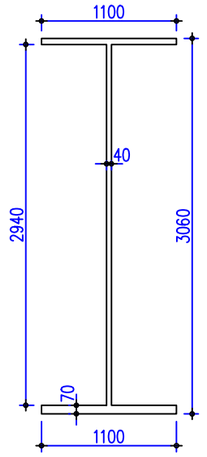
VUE EN PLAN Ech : 1/700

VERS TIZI OUZOU

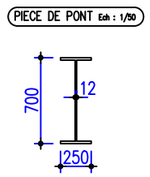
VERS BOUIRA



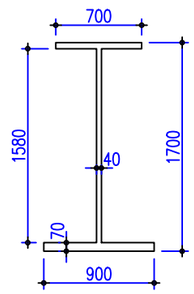
SECTION SUR PILE Ech : 1/50



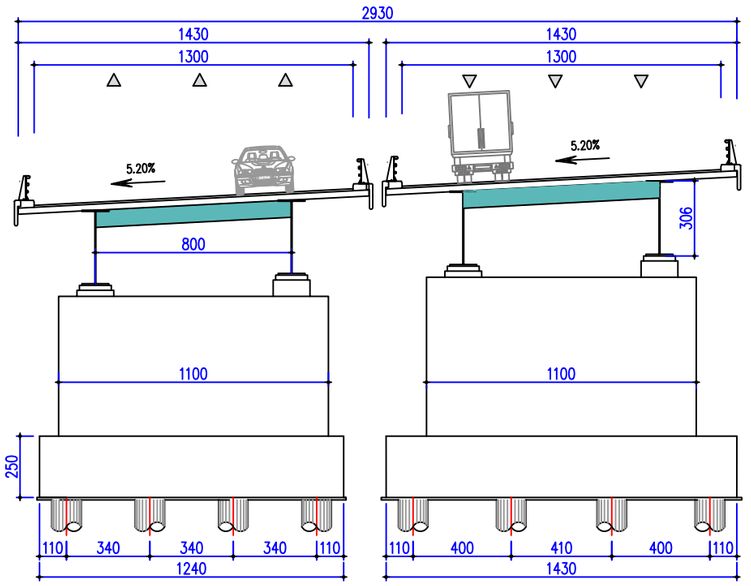
PIECE DE PONT Ech : 1/50



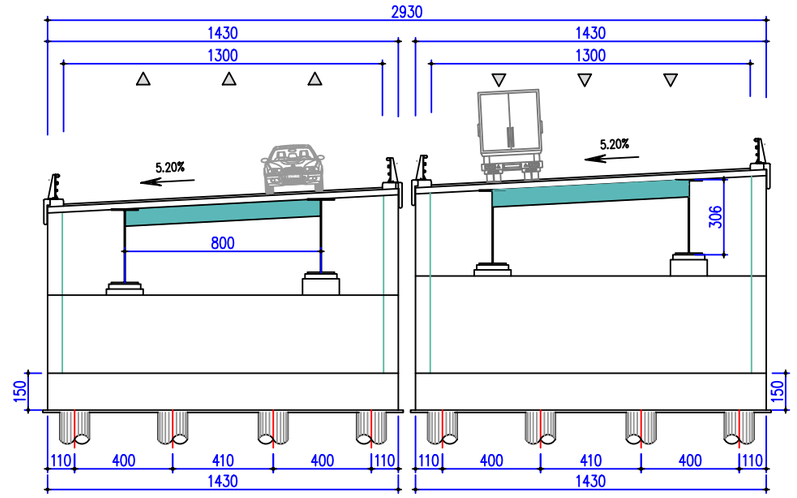
SECTION A LA CLEF Ech : 1/50



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/250



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/250

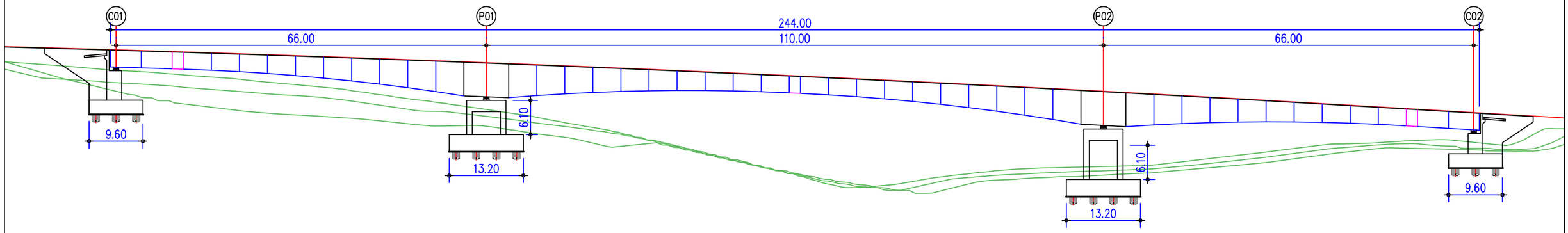


THÈME : CONCEPTION ET ETUDE UN VIADUC V1 DU PK6+728 AU PK 6+973 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST	CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 01 : PONT MIXTE BI-POUTRE	Page : 19

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/700

VERS TIZI OUZOU

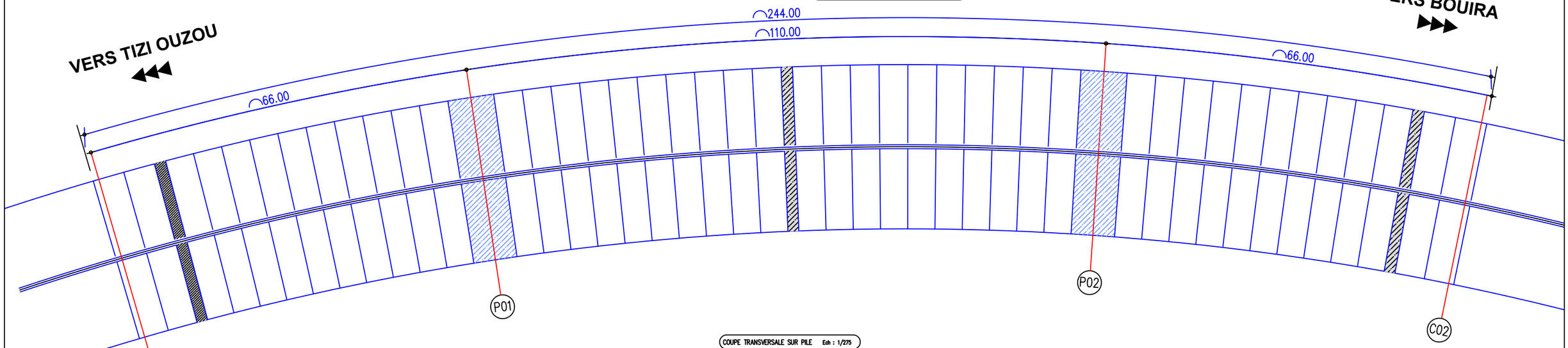
VERS BOUIRA



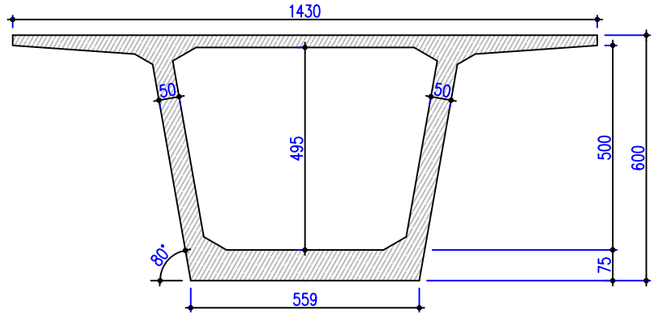
VUE EN PLAN Ech : 1/700

VERS TIZI OUZOU

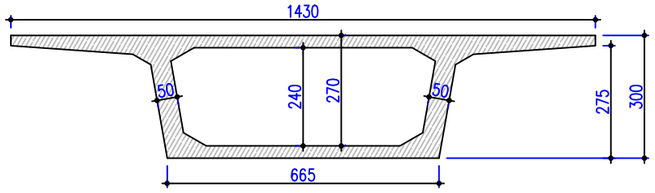
VERS BOUIRA



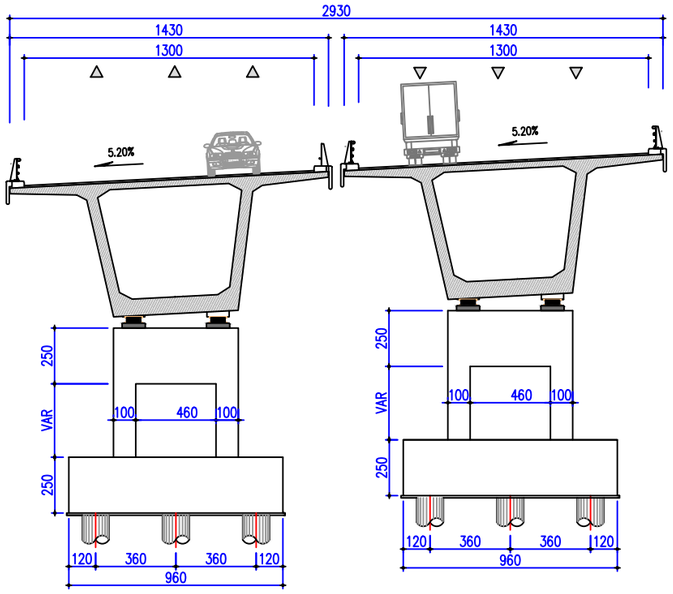
COUPE SUR VSP Ech:1/150



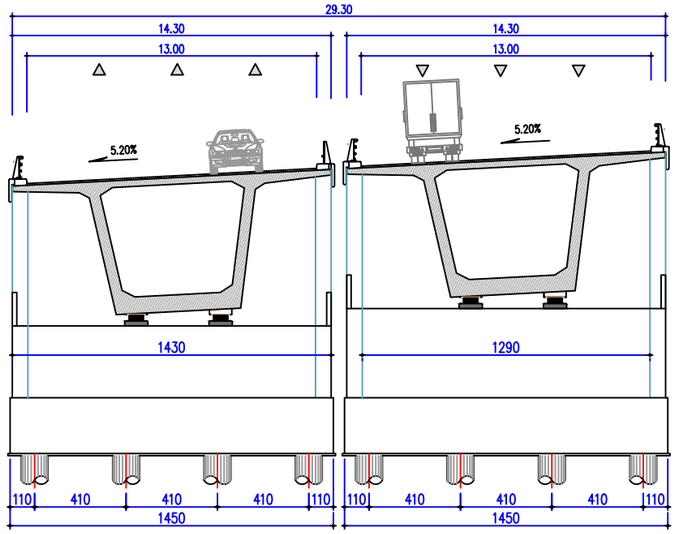
COUPE SUR CLEF Ech:1/150



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/275

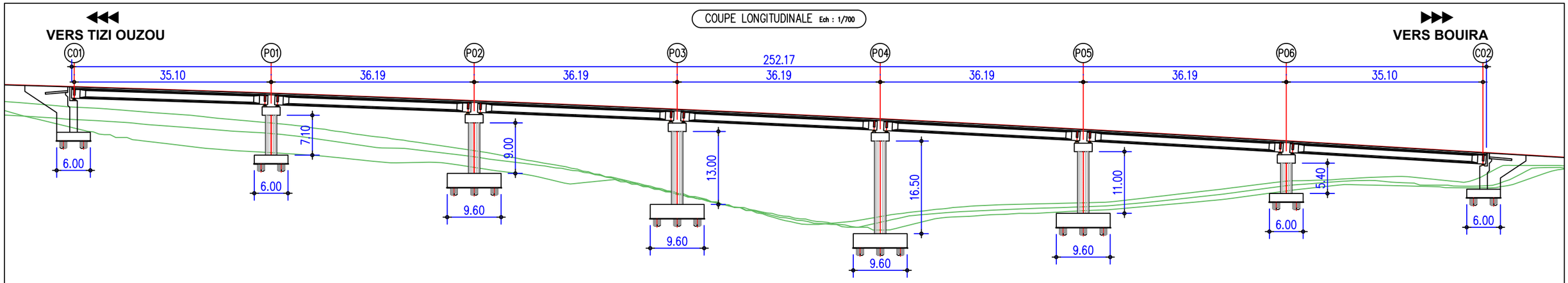


COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/275

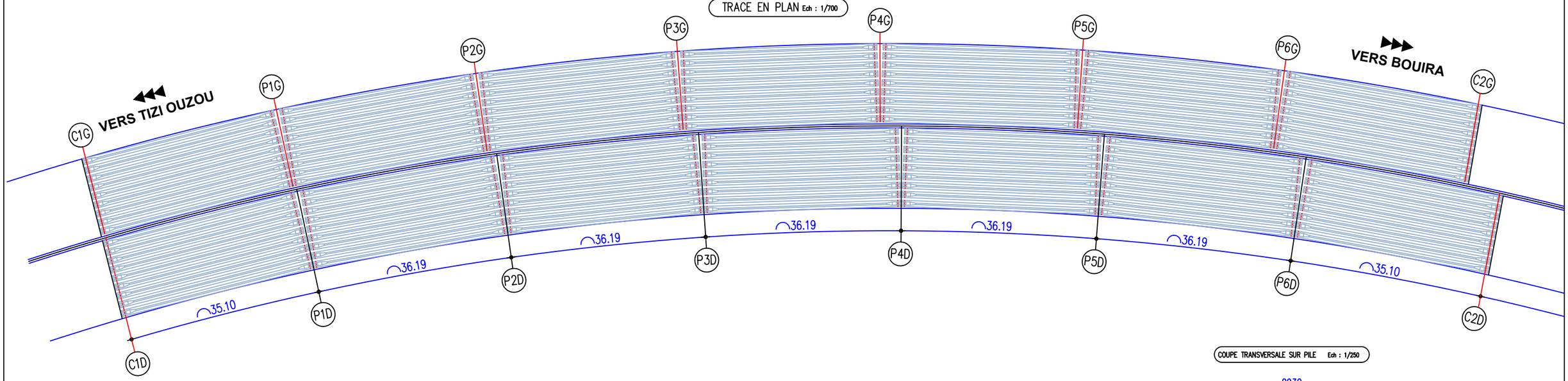


THÈME : CONCEPTION ET ETUDE UN VIADUC V1 DU PK6+728 AU PK 6+973 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST	CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 02 : PONT VOUSSOIR	Page : 20

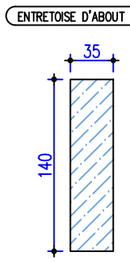
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/700



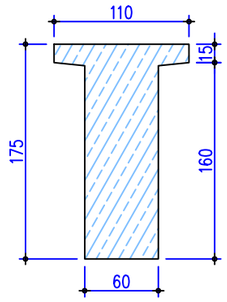
TRACE EN PLAN Ech : 1/700



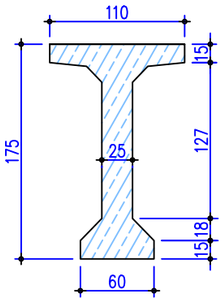
ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/50



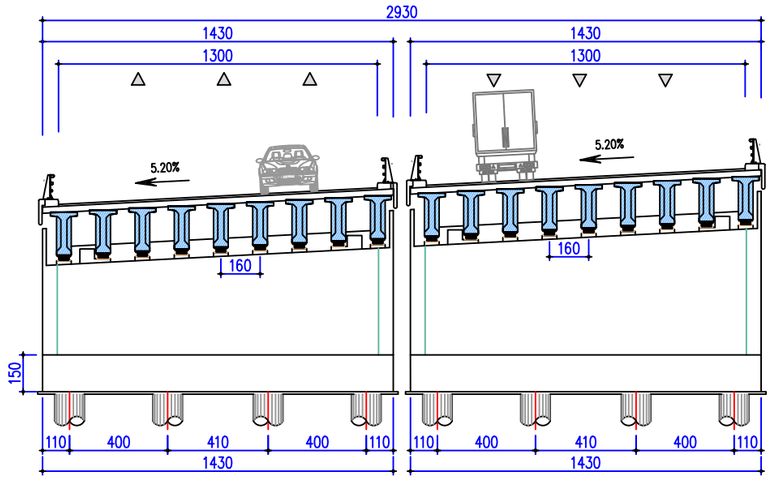
SECTION D'ABOUT Ech : 1/50



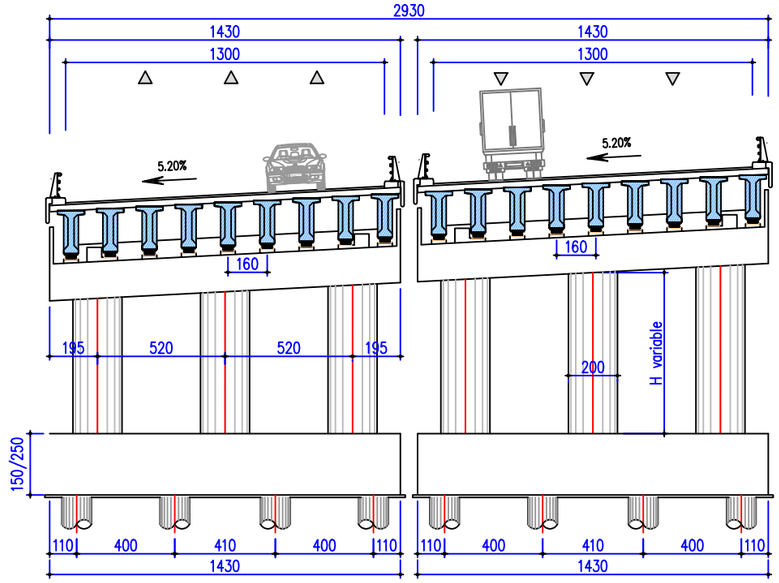
SECTION MEDIANE Ech : 1/50

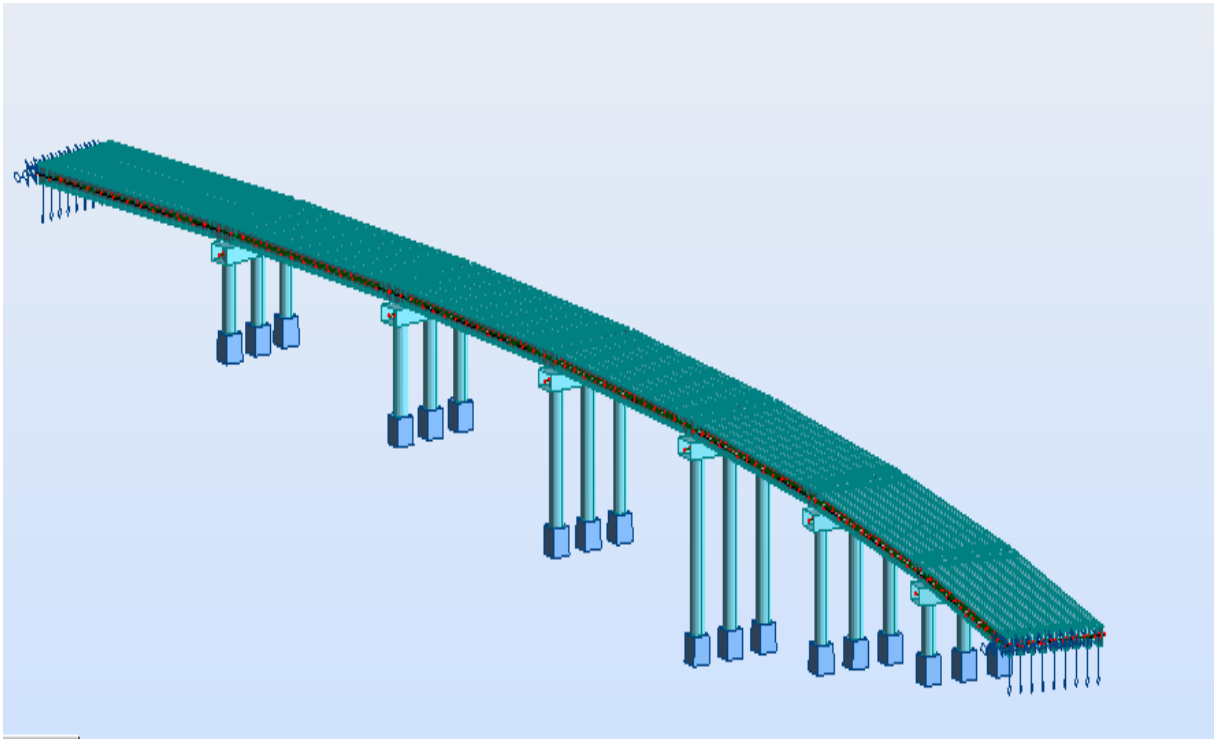


COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/250



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/250





CHAPITRE III.

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérises les charges permanentes et les surcharges d'exploitations appliquées, il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul de notre viaduc.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

1) **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2) **Règles B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3) **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
4) **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5) **Fascicule 62 -Titre 5** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6) **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

III.3.1. Béton

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA.

- **Résistance en compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28}.

f_{c28} **= 27 MPA** Pour le béton de l'infrastructure.

f_{c28} **= 35 MPA** Pour le béton de tablier.

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} \begin{cases} \dfrac{j}{4.76+0.83j} \times fc28 & \text{pour } fc28 \leq 40 \text{ MPA} \\ \dfrac{j}{1.40+0.95j} \times fc28 & \text{pour } fc28 > 40\text{MPA} \end{cases}$$

➢ **Résistance en traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f$cj ≤ 60 MPA.

Pour j= 28 jours, on trouve alors :

f_{c28} **= 27 MPA ;** f_{t28} **= 2.2MPA** Pour le béton de l'infrastructure.
f_{c28} **= 35 MPA ;** f_{t28} **= 2.7 MPA** Pour le béton de tablier.

III.3.2. Armatures

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e **= 500 MPa**
- Module de la déformation élastique : E_s **= 2000.10² MPa**

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

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

➢ **Armatures de précontraintes :**

Les armatures de précontraintes (**câbles Freyssinet**) sont constituées de torons **12T15**, classe **1770**.

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1 770 MPa**
- Limite élastique : f_{peg} = **1 593 MPa**
- Module d'élasticité : E_p **= 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 140 mm²**
- Section d'un câble :
  12T15 ➔ A_p **= 1 680 mm²**.
- Diamètre de la gaine : 12T15 ➔ Φ = 80 mm
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de Recul d'ancrage **g = 2 mm**
- f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1%.
- f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

$f_{bu} = 0.85\ f_{cj} / \theta.\ \gamma_b$ **(MPa).** Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1 lorsque la durée ≥ 24 h
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < h < 24h
- θ = 0.85 lorsque la durée < 1 h

$f_{bc} = 0.6\ f_{c28}$ **(MPa)**

Tableau III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.15$	19.83	15.30	$\gamma_b = 1.5$, Situation durable $\gamma_b = 1.5$, Situation transitoire $\gamma_b = 1.15$, Situation accidentelle
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96	
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		21.00	16.20	

➢ **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "$\mathbf{E_{ij}}$" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

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

- Module de déformation différée (longue durée) : $\mathbf{E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$

III.3.3.2. Armatures

➢ **Contrainte limite de traction des aciers :**

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		200	200

➢ **Classe de justification de la précontrainte :**

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

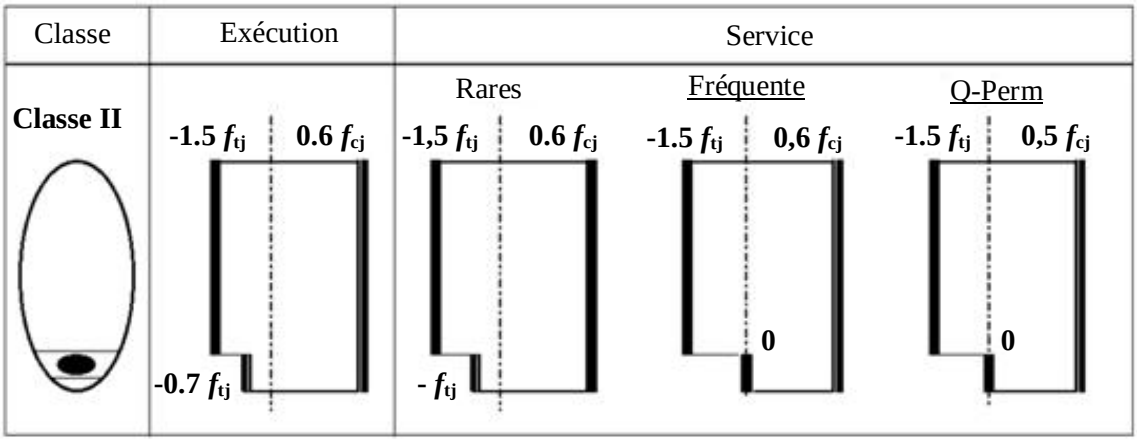


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4. EVATUATION DES ACTIONS

III.4.1. Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

- **Poids de la poutre :**

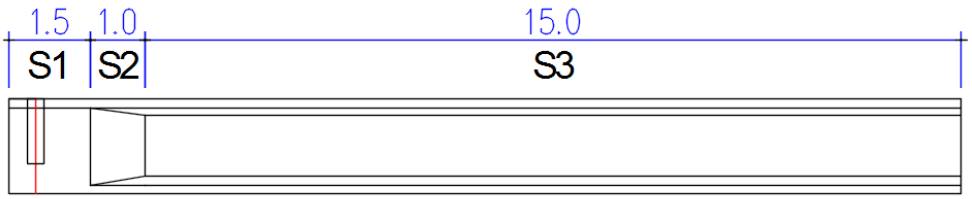


Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

Pour la moitié de la poutre on a :

P = PS1 + PS2 + PS3

Psi = Li × la surface de Si. × Poids volumique BP (γ_b).

Tel que :

L_i : longueur de la section.

γ_b: le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3.

Si : l'air de la section.

Donc : PS1=1.5 × 1.1313 × 25=42.42 KN.

PS2=1 × 0.91 × 25 = 22.66 KN.

PS3=15 × 0.68 × 25 = 256.38 KN.

Pour la totalité de la poutre :

Pp = 2 × Σ Psi = 2 × 321.47 = 642.94 KN.

Pp (par 1 ml) = 642.94/35 = 18.37 KN/ml.

Pour l'ensemble des poutres : **P_p = 18.37 × 9 = 165.33 KN/ml.**

- **La dalle :**

Epaisseur de la dalle est de 25 cm, P_D = 0.25 × 14.30 × 25 = **89.375** KN/ml.

Donc la charge permanente (CP) égale à :

CP = P_p + P_D = 165.33 + 89.375 = 254.705 KN/ml.

- **Calcul de complément des charges permanentes (CCP) :**

Le revêtement :

L'épaisseur de revêtement est 0.08 m avec un poids volumique de 24 KN/m^3.

$P_R = 0.08 \times 24 \times 13 = 24.96$ KN/ml.

Le trottoir et la corniche :

$S_t = 0.145$ m² ; St : la surface du trottoir.
$S_c = 0.165$ m² ; Sc : la surface de la corniche.
$S_{t+c} = 0.145 + 0.165 = 0.31$ m².
$P_{t+c} = 0.310 \times 25 \times 2 = 15.50$ KN/ml.

Glissière de sécurité :

$P_{GS} = 0.6 \times 2 = 1.2$ KN/ml.

Garde-corps :

$P_{GC} = 1 \times 2 = 2$ KN/ml.

Donc le poids total des compléments des charges permanentes :

$P_{CCP} = 43.665$ KN/ml.

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Poids total du tablier.

	Élément	Poids (KN/ml)	Poids Tot (KN/ml)
CP	Les poutres La dalle	165.33 89.375	254.705
CCP	Le revêtement Les trottoirs et les corniches Glissière de sécurité Garde-corps	 24.96 15.505 1.2 2	43.665
Poids total du tablier		**Poids total de tablier (KN/ml)**	298.37
		Poids total de tablier (KN)	10 442.95

- **Calcul les efforts dus au poids propre :**

On a : G = 298.37 KN/ml.

L'effort tranchant : à (x = 0) (réaction) :

RA = RB = G × L/2 = 298.37 × 34/2 = 5071.78 KN.

Moment fléchissant : à (x=L/2) :

M (L/2) = G × L²/8 = 298.37 × 34²/8 = 43 114.46 KN.m.

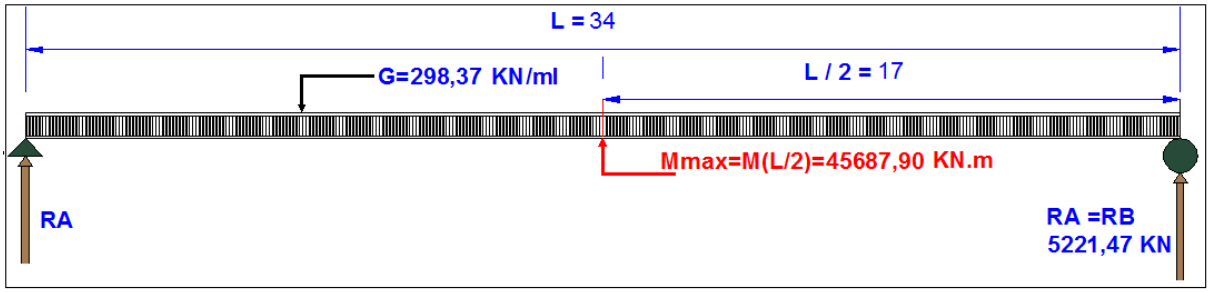


Figure III.3 : Sollicitations dues au poids propre.

III.4.1.2. Action thermique

Il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Selon les Règles définissent les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), on est classé dans l'Algérie du Nord (Climat tempéré) donc la température est entre +35° C et -15° C.

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après le RCPR les surcharges considérées sont ;

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

III.4.2.2. Caractéristiques du pont

Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier **Lr = 13 m**

Largeur chargeable :

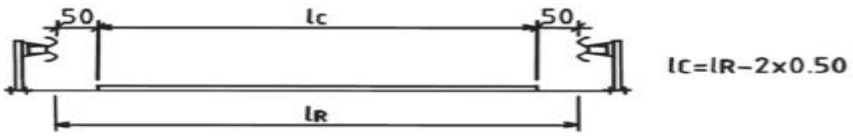


Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR.

Donc : **Lc = 13 - (2 × 0.5) = 12 m**

Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

- Lr $\geq$ 7.00 m ➔ Un pont de 1ère classe.
- 5.50 m $\leq$ Lr $\leq$ 7.00 m ➔ Un pont de 2ème classe.
- Lr $\leq$ 5.50 m ➔ Un pont de 3ème classe

Notre pont a une largeur roulable Lr =13 m > 7m, donc **il est classé en 1ère classe**.

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

$$N = (Lc/3) = [12/3] = 4$$

La largeur de voies :

$$Lv = Lc/N = 12/4 = 3 \text{ m.}$$

III.4.2.3. Système de charge A

$$\mathbf{A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{L + 12}} \quad ; \quad \mathbf{A_1 = max} \begin{cases} \mathbf{a_1\, A(l)} \\ \mathbf{4 - 0{,}002L} \end{cases} \mathbf{(kN/m^2)}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m). L = 35 m.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{35 + 12} = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

D'après R.C.P.R ➔ $A = a_1.a_2.A(L)$

Tableau III.4 : Coefficient a1.

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

$$a_1 = 0.75 \rightarrow \mathbf{A1 = max} \begin{cases} \mathbf{a_1\, A(l)} \\ \mathbf{4 - 0.002L} \end{cases} \mathbf{= max} \begin{cases} 0.75 \times 9.96 \\ 4\text{-}0.002 \times (35) \end{cases}$$

➔ **A1 = 7.47 KN/m²**

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

a_2 =3.5/3 = 1.17

Donc :

$A2 = a_2$ ➔ $A1 = 1.17 \times 7.47$

A1 = 8.715 KN/m².

- <u>Calcul de A (L) distribué sur un certain nombre de voies :</u>

$$Av\ \mathbf{(L) = A\ (L) \times a_1 \times a_2\ \ V}$$

Valeurs de A (l) pour différentes voies chargées :

Une travée chargée :

$A(l) = 9.96 \text{ KN/m}^2$

$A2 = 1.17 \times 7.47 = 8.715 \text{ KN/m}^2$.

- Calcul de A (L) ainsi l'effort tranchant et le moment fléchissant distribuer sur un certain nombre de voies :

Une voie chargée :

A1v = 9.96 × 1× 1.17 × 3 = 34.86 KN/m².

L'effort tranchant : à (x = 0) (réaction max)

RA = RB = A1v × L/2 = 34.86 × 34/2 = 592.62 KN.

Moment fléchissant : à (x = L/2)

M (L/2) = A1v × L²/8 = 34.86 × 34²/8 = 5 037.27 KN.m.

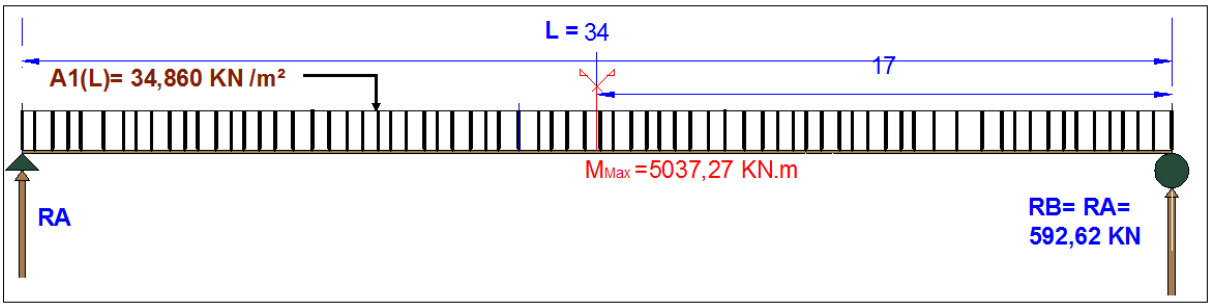


Figure III.5 : Positionnement de la surcharge A1v.

Deux voies chargées :

A2v = (9.96 × 1 × 1.1 × 3) × 2 = 69.72 KN/m².

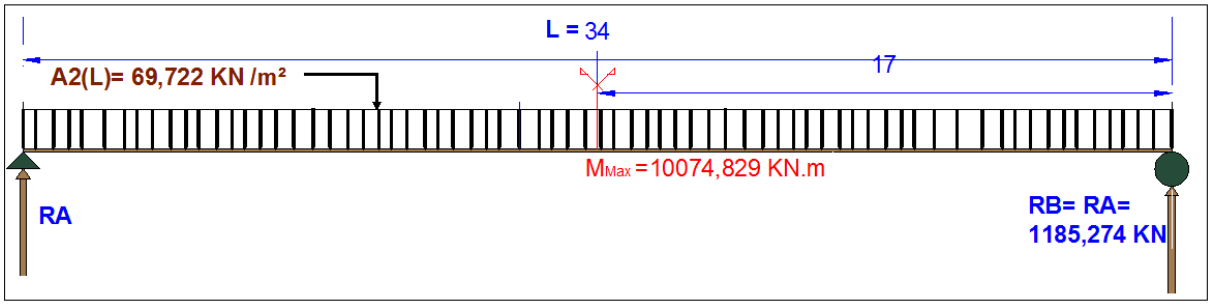


Figure III.6 : Positionnement de la surcharge A2v.

Trois voies chargées :

A3v = (9.96 × 0.9 × 1 × 1667 × 3) × 3 = 94.125 KN/m²

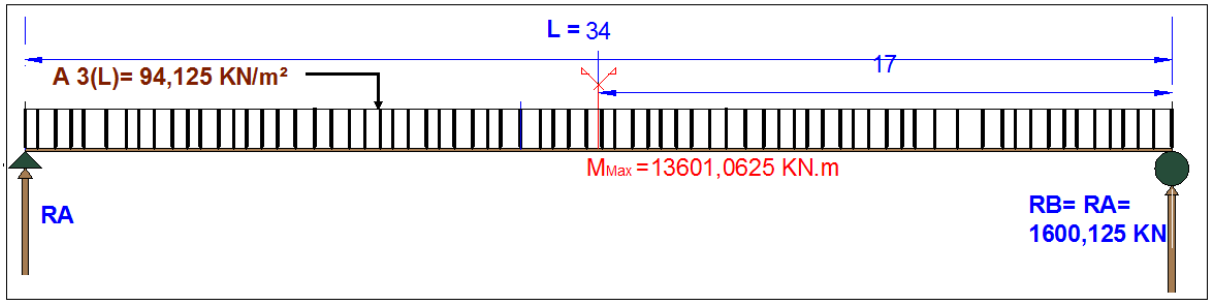


Figure III.7 : Positionnement de la surcharge A3v.

Quatre voies chargées :

A4v = (9.96 × 0.75 × 1.17 × 3) × 4 = 104.58 KN/m².

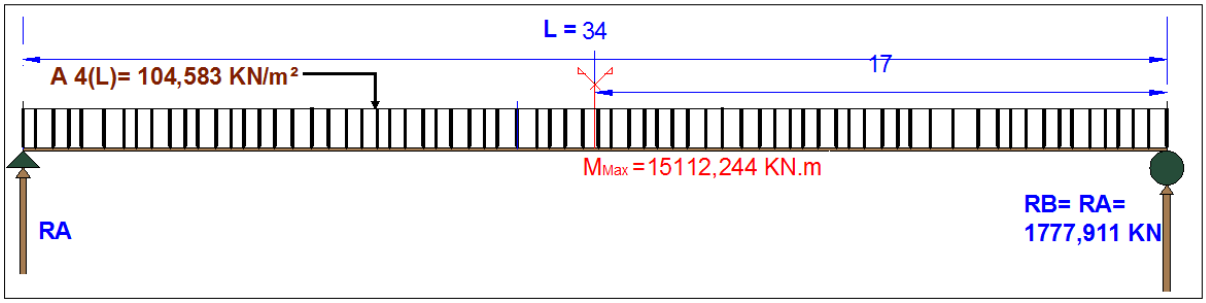


Figure III.8 : Positionnement de la surcharge A4v.

III.4.2.4. Système de charge B

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

- Le système Bc se compose de camions types(300KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée(10KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).
- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe.

➢ **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :**

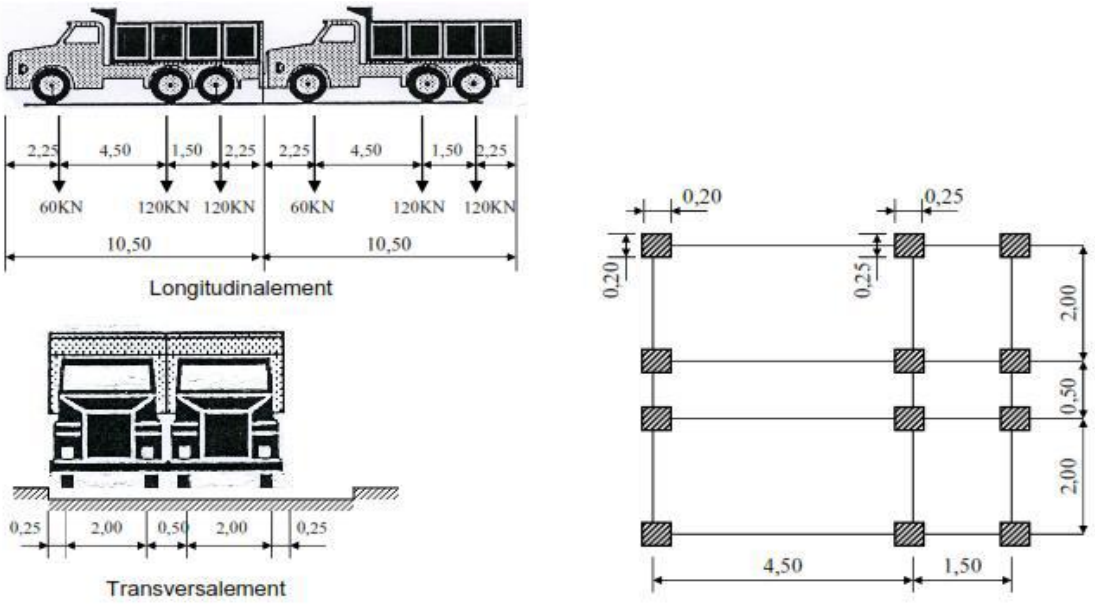


Figure III.9 : Système de chargement Bc.

➢ **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : sa charge maximale de B.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant :

Tableau III.5 : Valeurs de bc.

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

On opte le calcul de coefficient de majoration dynamique sur les différentes voies chargées :

Une voie chargée :

Pont de classe I et le nombre de voie chargée = 1

D'après le tableau III.5 :

b_c = 1.2 ; S = 300 × 2 × 1.2 = 720 KN ; G = 10 442.95 KN ; L = 34 m

$\boldsymbol{\delta 1}$ = 1+ [((0.4) / (1 + 0.2 × 34))] + [(0.6) / (1 + 4 × (10 442.95/720)] = 1.06

On résume les valeurs de coefficients de majoration dynamique dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Valeurs de δ.

Nombre de voies chargées	bc	S	L	G	δ
1	1.2	720 KN	34 m	10 442.95 KN	δ1 =1.06
2	1.1	1 320 KN	34 m	10 442.95 KN	δ2 =1.07
3	0.95	1 710 KN	34 m	10 442.95 KN	δ3 =1.075
4	0.8	1 920 KN	34 m	10 442.95 KN	δ4 =1.08

- **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (x = 0) :

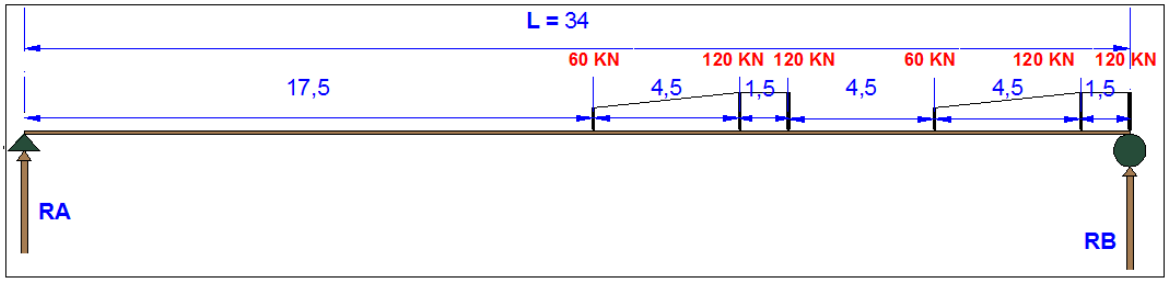


Figure III.10 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

Une voie chargée :

ΣM/B = 0 ;

Donc : RA = 4 230/34 = 124.41 KN ⟶ RB = R_{max} = 600 – 124.41 = 475.59 KN.

R1(Bc) = RB × bc × Nvoies × δ1 = 475.59 × 1.2 × 1 × 1.06 = 605.78 KN.

Deux voies chargées :

R2(Bc) = 1 119.18 KN.

Trois voies chargées :

R3(Bc) = 1 456.92 KN.

Quatre voies chargées :

R4(Bc) = 1 640.06 KN.

Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES » :

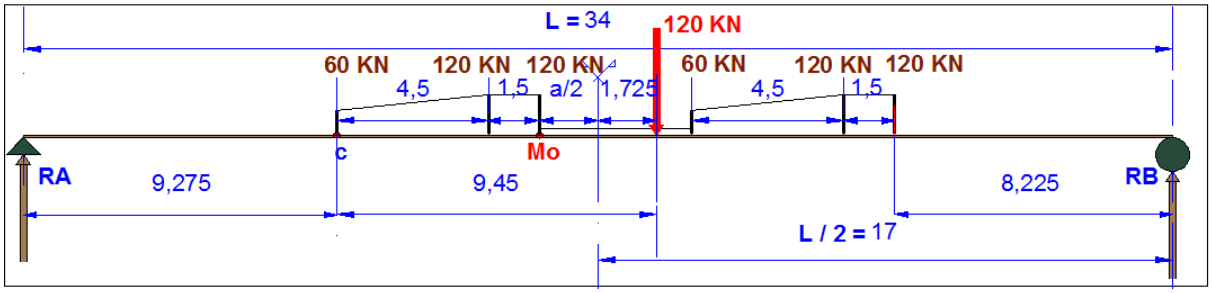


Figure III.11 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.

Théorème : « Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultante R de toutes les charges selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

M/c = R x X = 120 × 4.5+120 × 60+60 x 10.5+120 × 15+120 × 16.5⟶ 600X = 5 670 KN.m.

Donc : X = 9.45 m.

a = 9,45-1,5-4,5 = 3.45 m ⟶ a/2 = 1.725 m.

MTBc = M/0.

ΣM/A = 0 donc

RB = 330.44 KN ⟶ RA = 600-330.44 = 269.56 KN.

M/0 = RA x 15,27 - 60 × 6 -120 × 1.5 = 3 577.51 KN.m.

Une voie chargée :

MBc1 = M/0 × bc × Nvoies × δ1 = 4 556.81 KN.m.

Deux voies chargées :

MBc2 = 4 209.39 KN.m.

Trois voies chargées :

MBc3 = 10 959.33 KN.m.

Quatre voies chargées :

MBc4 = 12 336.95 KN.m.

- **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

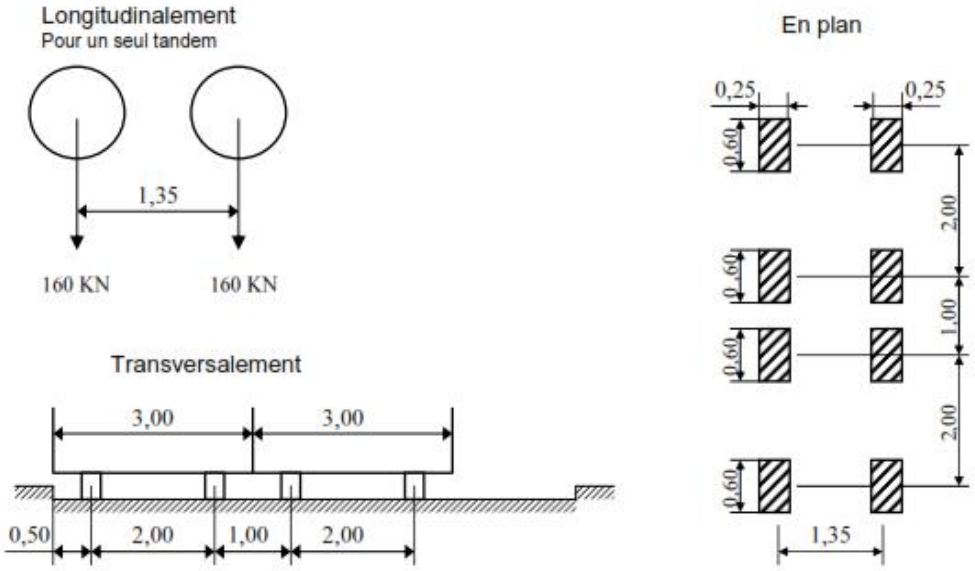


Figure III.12 : Système de chargement Bt.

Notre pont est de classe I :

Bt = 1.2

1er cas : un tandem de Bt :

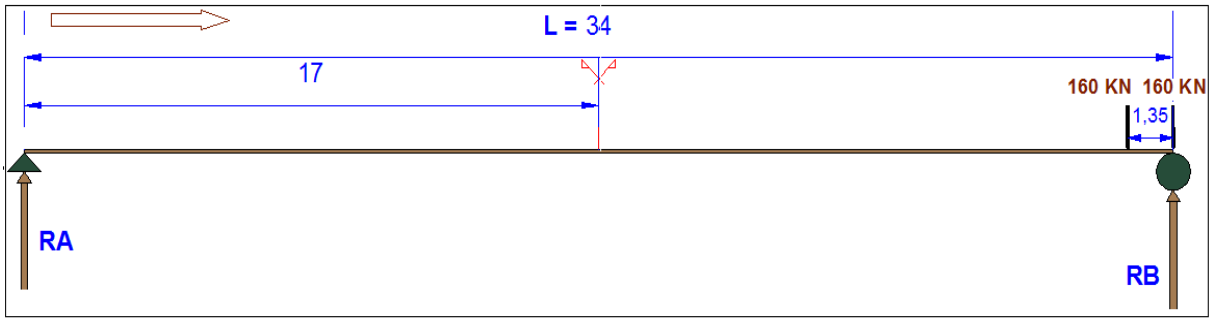


Figure III.13 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.

S = 320 × 1.2 =384 KN
G = 10 442.95 KN
L = 34 m
$\delta 1$ = 1.057.

2ème cas : un tandem de Bt :

S = 2 × 320 × 1.2 = 768 KN
G = 10 442.95 KN
L = 34 m
$\delta 2$ = 1.06.

- **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (x = 0)

1er cas : un tandem de Bt :

ΣM/B = 0 ⟶ RA × 34 = 160 × 1.35 KN.m

⟶ RA = 6.35 KN ⟶ RB = 320 - 6,35 = 313.65 KN.

R1max (Bt) = RB × bt × Ntandems x δ1 = 397.74 KN.

2ème cas : deux tandems de Bt :

R2max (Bt) = 799.514 KN.

Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES »

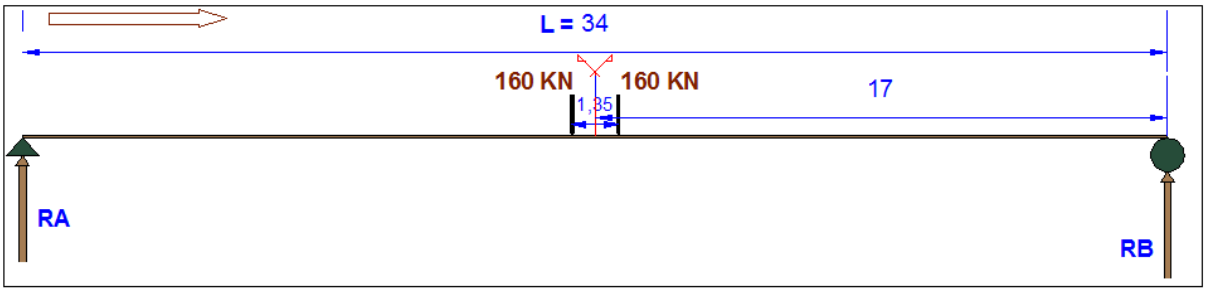


Figure III.14 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.

Vue qu'on a une symétrie : RA = RB = 160 KN.

M (L/2) = MBt = RA × (34/2) - 160 × 0.675 = 2 612 KN.m.

1er cas : un tandem de Bt

MBt1 = MBt x bt x Ntandems x δ1 = 331.23 KN.m.

2ème cas : deux tandems de Bt

MBt2 = = 665.816 KN.m.

- **Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :**

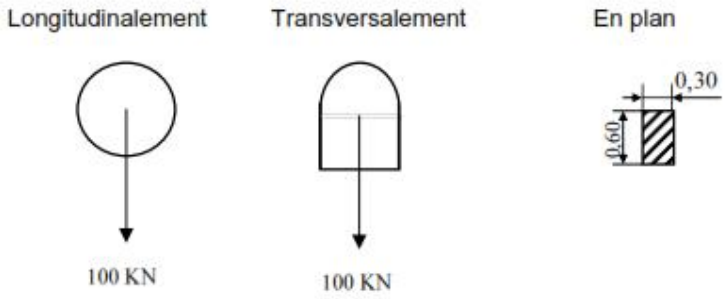


Figure III.15 : Système de chargement Br.

S = 100 KN.

G = 10 442.95 KN ; L = 34 m

$\boldsymbol{\delta}$ = 1.05.

➢ **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (x = 0)

RBr = RB × δ = 100 × 1.05 = 105.3 KN.

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie : RA = RB = 50 KN.

M (L/2) = MBr = RA × (34/2) = 850 KN.m.

Mmax = MBr x δ = 894.80 KN.m.

III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :

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

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

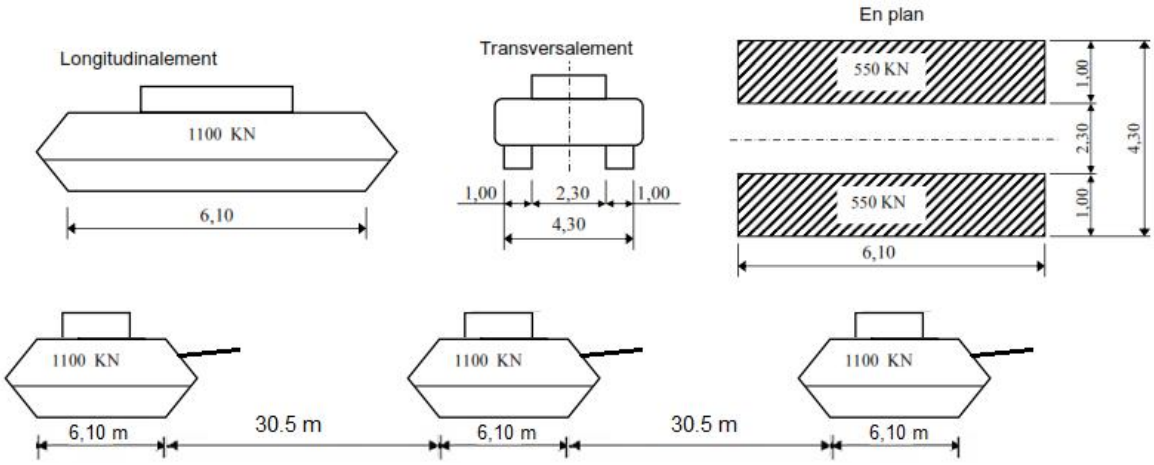


Figure III.16 : Convoi de charge Mc 120.

S = 1 100 KN.

G = 10 442.95 KN ; L = 34 m

$\boldsymbol{\delta}$ = 1.07.

➢ **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (X = 0) :

ΣM/B = 0 ⟶ RA x 34 = 1100 x 3,05 = 3355 KN.

⟶ RA = 95.86 KN → RB = 1 004.14 KN.

RMc120 (max) = RB x δ = 1071.12 KN.

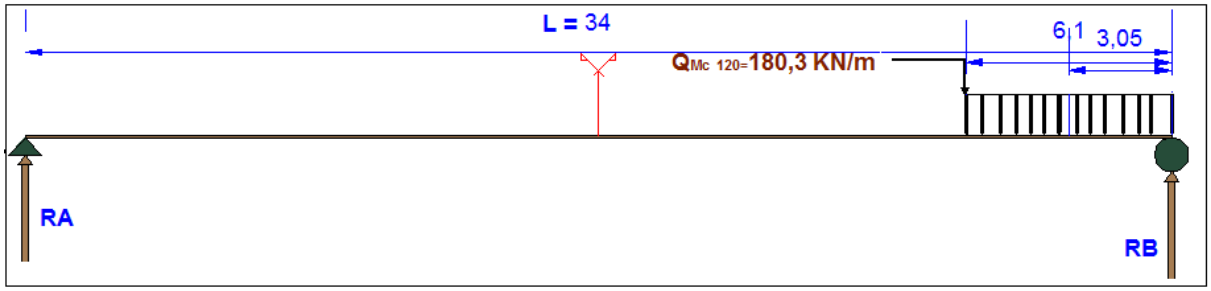


Figure III.17 : Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

Moment fléchissant : à (x = L/2)

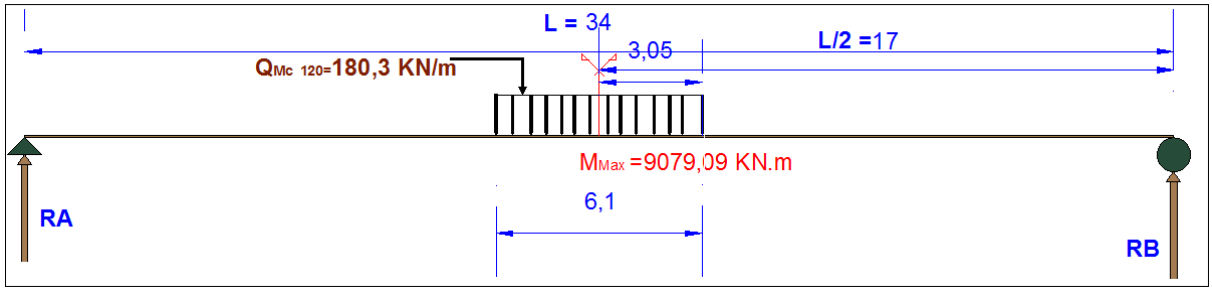


Figure III.18 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

III.4.2.6. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 KN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

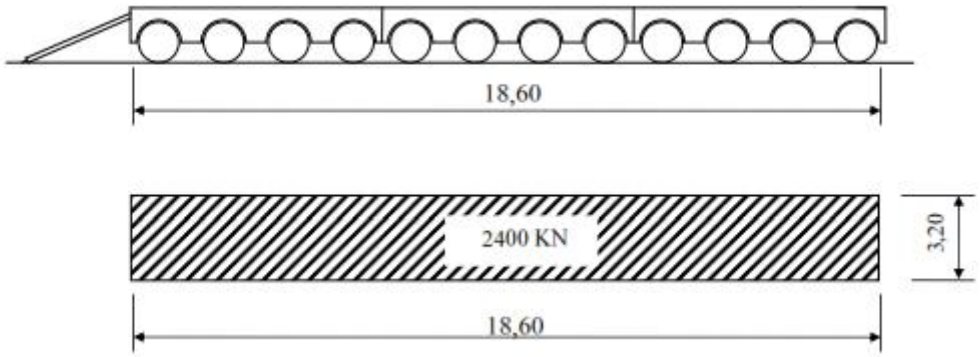


Figure III.19 : Convoi exceptionnel D240.

- **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (x = 0)

$\Sigma M/B = 0 \longrightarrow RA \times 34 = 2\,400 \times 9.30$ KN.m

$\longrightarrow RA = (2\,400 \times 9.30) / 34 = 656.47$ KN

$\longrightarrow RB = 1\,743.53$ KN.

Rmax = RB = 1 743.53 KN.

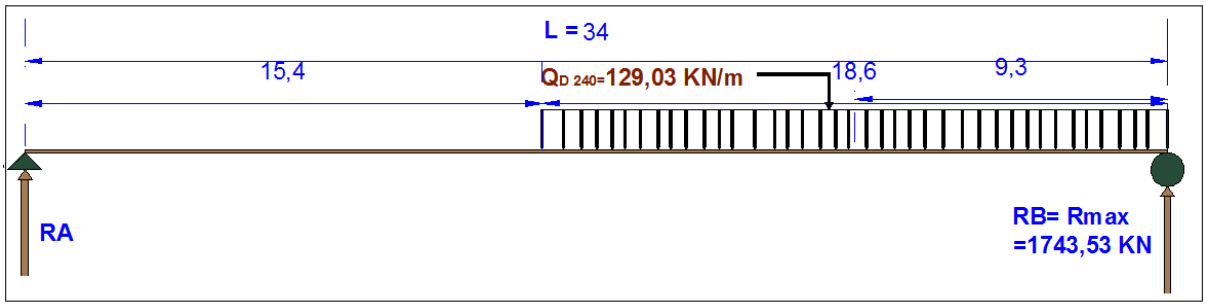


Figure III.20 : Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.

Moment fléchissant : à (x = L/2) :

Vu qu'on a une symétrie :

RA = RB = 1 200 KN.

MD240 (max) = M (L/2) = 14 820.1 KN.m.

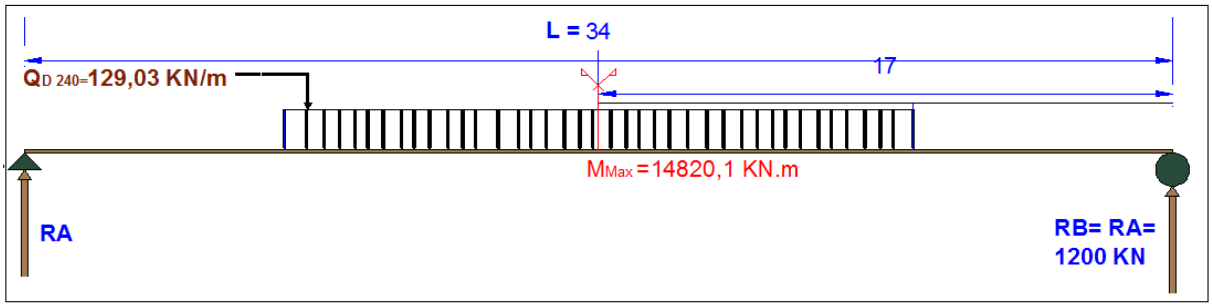


Figure III.21 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max.

III.4.2.7. Efforts de freinage :

- **Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.

- **Système de charge A :**

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

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

S : surface chargée en (m²).

Tableau III.7 : L'effort de freinage de A(L).

	S (m²)	A (KN/m²)	F(KN)
Une voie	113.75	35.455	197.715
Deux voies	227.5	70.909	775.707
Trois voies	341.25	95.728	1541.31

Quatre voies	455	106.364	2241.31

III.5. COMBINAISONS DE CHARGES

➢ **Combinaison de charge à ELU fondamentale :**

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

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

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

$1.35G + 1.35 \times D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

$1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

➢ **Combinaison de charge à ELS rare :**

$G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

$G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

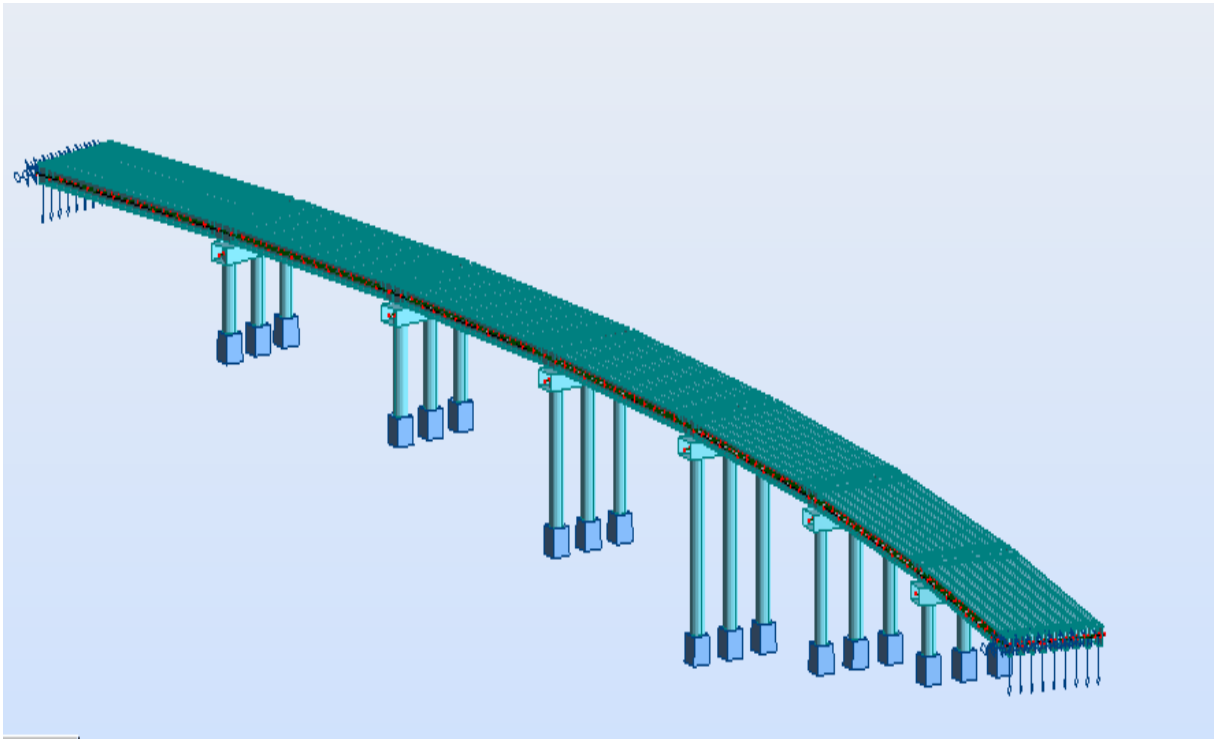
$G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

$G + D240 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

$G + Mc120 + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

III.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR) avec les sollicitions dues aux ces charges longitudinalement.



CHAPITRE IV.

REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954.Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c-à-d la section transversale est déformable et elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles, cet ensemble va former une dalle orthotrope.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges (e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0) et pour les 9 sections de la largeur de dalles (y = ±b ; ± 3b/4 ; ± b/2 ; ± b/4 ; 0). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre donc on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

IV.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

IV.2.1. Définition des paramètres de calcul.

- **Largeur active B : l**e pont est constitué de 9 poutres (n = 9).

Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b1 = \rightarrow 2b = 9 \times 1.6 = 7.20$ m.

b1 : distance entre axe entre les poutres (b1 = 1.6 m)

- **Position active des poutres :**

Tableau IV.1 : Valeur des positions actives des poutres

Positon	X1	X2	X3	X4	X4
Valeur	0	1.6	3.2	4.8	6.4

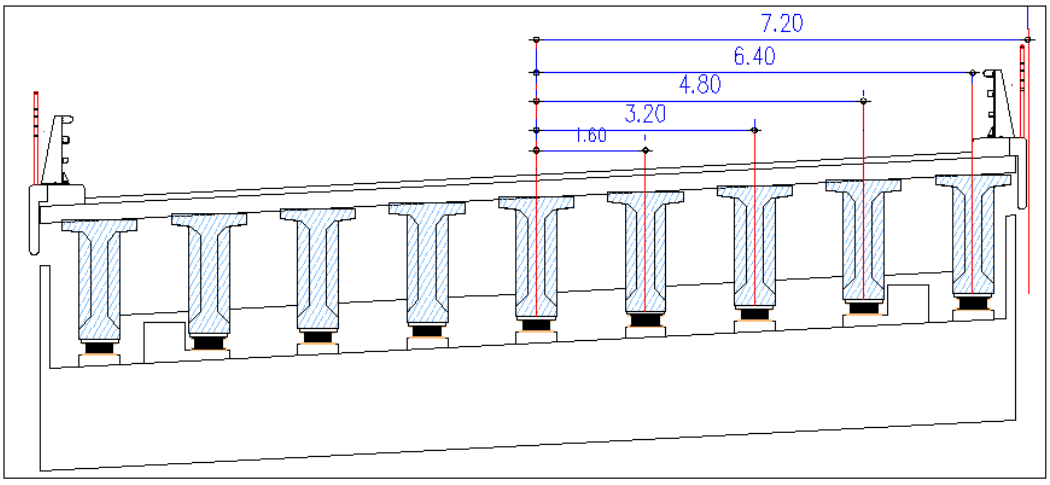


Figure IV.1 : Positions actives des poutres.

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

$$\gamma_p = C_P/b_1$$

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ_{10} : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

- **Rigidité torsionnelle de la poutre Cp :**

$$C_P = \frac{G}{3}\left[\left(\sum hibi^3\right) + \frac{b_1 d^3}{2}\right]$$

d : épaisseur de la dalle.
hi : hauteur de la poutre.

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

$$\gamma_E = C_E/L_1$$

- **Module de cisaillement (module de déformation transversale) :**

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

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).
V : coefficient de poisson égal à 0.2.

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise C_E :**

$$C_E = 2 \times G \times Ie$$

IV.2.2. Paramètre d'entretoisement Θ

C'est le second paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion. Θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

On calcul les différents paramètres :

b = 7.20 m = 720 cm (largeur active).
l = 35 m = 3 500 cm (longueur de la poutre).

- **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

L_1 = 100 cm (distance entre axe d'entretoise).

b_1 = 160 cm ; d = 20 cm.

$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = (100 \times (8\,000))/12 = 66\,666.67\ cm^4$

$\rho_E = \rho_D = 666.67\ E$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

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

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

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 52 690 000 c m^4

I_M : moment d'inertie de la section a mi – travée = 42 130 000 cm^4

⟶ Ip =52690000 + (8(42130000-52690000) / 3π = 43 726 393.61 cm^4

ρ_p = 273 289.96 E

Donc : Θ = 0.92.

IV.2.3. Paramètre de torsion α

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

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{\sqrt[2]{(\rho p + \rho E}}$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle γ_E :**

$C_E = 2 \times G \times Ie = 2{\times}0{,}4166\ E \times Ie$

$I_e = I_D$ = 66 666.67 alors : $C_E = 2 \times 0.416\ E \times 66\,666.67 = 55\,546.67\ E$

γE = 555.47 E

- **Rigidité torsionnelle de la poutre γp :**

$$\gamma_p = C_P / b_1$$

Telle que : b_1 = 160 cm

Calcul de la section simplifiée :

- **Section de la table de compression S1 à mi- travée :**

S1=110 x 15+ (8 x 12/2) x 2+ (4 x 34,5 / 2) x 2 + 16 x 25 = 2284 cm^4

Largeur de la table : 110 cm

h1 = S1/100 = 2284 /100 = 22.84 cm

- **Section du Talon S2**

S2 =60x15 + (18 x 35/2) x 2 + 18 x 25 =1 980 cm^2

Largeur du talon h2 = S2 / 60 = 1 980 / 60 = 33 cm

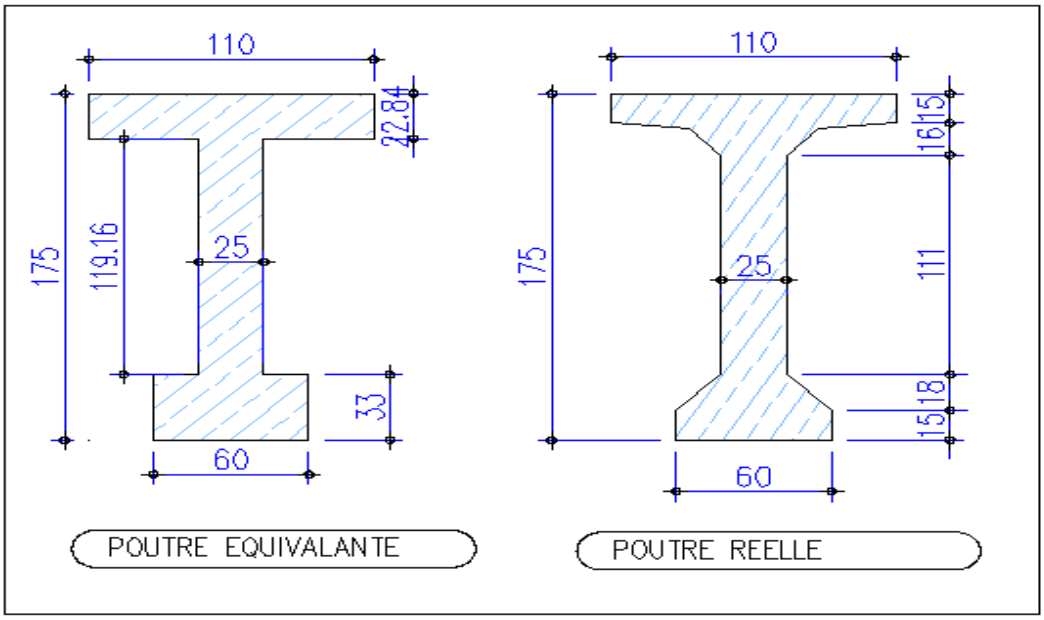


Figure IV.2 : Section équivalente.

$Cp = \frac{0,416E}{3}[(60 \times 33^3 + 119,16 \times 25^3 + 110 \times 22,84^3) + 160 \times 20^3 / 2]$

Cp = 827663,568 E alors γp = 827663,568 E / 160 = 5172,8973 E

Donc $\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\times\sqrt{(\rho p \times \rho E}} = \frac{5172,8973E + 555,46667E}{2\times\sqrt{(273289,96E \times 666,66667E)}} = 0,2121 = 0,21$

IV.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

IV.3.1. Tableau donnant le moment fléchissant pour : x = 0.25L

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a x = 0.25 L.

Charges et surcharges			Valeur (KN/m²)	Moment fléchissant max ML/4 (KN.m)	Moment fléchissant max par poutre M0 (KN.m)
Charge Permanente	G		298.37	34 265.925	3 807.32
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	34.860	3 777.952	419.77
	A2(L)	Deux voies	69.722	2 833.464	314.82
	A3(L)	Trois voies	94.125	10 200.80	1 133.42
	A4(L)	Quatre voies	104.59	11 334.183	1259.35
Surcharge B	Bc	Une voie	600	3 525.096	391.67
		Deux voies	1200	6 512.68	723.56
		Trois voies	1 800	8 054.110	894,9

		Quatre voies	2 400	9 543.720	1 060,41
	Bt	Un tandem	320 KN	2449.96	272,21
		Deux tandems	640 KN	4924.79	547,53
	Br		100 KN	671.106	74.567
Convoi	MC120		1200KN	7480.23	831.13
	D240		2400 KN	5538.791	615.42
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		1.5 KN/ml	162.56	18.06
	2 trottoirs		3 KN/ml	325.13	36.12

IV.3.2. Tableau donnant le moment fléchissant pour : x = 0.50L

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a x = 0.5 L.

Charges et surcharges			Valeur (KN)	Moment fléchissant max a ML/2 (KN.m)	Moment fléchissant M0 par poutre (KN.m)
Charge Permanente	G		298.37 KN/m²	43 114.49	4 790.49
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	34.860 KN/m²	5037.27	559.70
	A2(L)	Deux voies	69.722 KN/m	10 074.829	1 119.42
	A3(L)	Trois voies	94.125 KN/m²	13 601.0625	1 511.23
	A4(L)	Quatre voies	104.59 KN/m²	15 112.244	1 679.14
Surcharge B	Bc	Une voie	600	4 556.81	506.31
		Deux voies	1 200	4 209.39	467.71
		Trois voies	1 800	10 959.33	1 217.70
		Quatre voies	2400	12 336.95	1 370.80
	Bt	Un tandem	320	331.228	36.80
		Deux tandems	640	665.816	73.98
	Br		100	894.8	99.43
Convoi	MC120		1 200	9079.09	1 008.79
	D240		1 400	1 4820.1	1 646.70
Surcharge de Trottoir	1 trottoir		1.5 KN/ml	216.75	24.08
	2 trottoirs		3 KN/ml	433,5	48.17

IV.3.3. Coefficient de répartition transversale K

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépond de :

- ✓ De la valeur du paramètre d'entretoisement θ
- ✓ De la valeur du paramètre de torsion α
- ✓ De l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire
- ✓ De l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour éviter de calculer séparément Kα pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

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

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

- Si $0 \leq \theta \leq 0{,}3$ $\quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$
- Si $0{,}3 \leq \theta \leq 1$ $\quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta}$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $\quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$

Où :

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

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième :

$\Theta = 0.92$ et $\alpha = 0.21$

$$\longrightarrow \quad \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)} = 1 - e^{\left(\frac{0.065-0.92}{0.665}\right)} = 0.7235.$$

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur θ = 0,90 et θ = 0,95 pour trouver les valeurs correspondants θ = 0.92.

D'après les tableaux de 'Guyon Massonnet ' et pour θ = 0.92 et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau IV.4 : Valeur de K0 pour θ = 0.90.

Théta=0.90	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4715	0,2749	1,0436	1,7771	2,1592	1,7771	1,0436	0,2749	-0,4715
b/4	-0,5493	-0,0646	0,47	1,107	1,7771	2,1334	1,7309	0,9565	0,1129
b/2	-0,4042	-0,1851	0,0792	0,47	1,0436	1,7309	2,198	2,0203	1,5843
3b/4	-0,1919	-0,2028	-0,1851	-0,0646	0,2749	0,9565	2,0203	3,2519	4,2579
b	0,0299	-0,1919	-0,4042	-0,5493	-0,4715	0,1129	1,5843	4,2579	8,0034

Tableau IV.5 : Valeur de K1 pour θ = 0.90.

Théta=0.90	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,7119	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,9631	0,7119	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2903	1,5534	1,3996	1,138	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,7493	1,7094	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,138	1,7094	2,2658	2,518
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,5677	2,518	3,771

Tableau IV.6 : Valeur de K0 pour θ = 0.95.

Théta=0.95	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,5476	0,2205	1,0283	1,8308	2,2647	1,8308	1,0283	0,2205	-0,5476
b/4	-0,552	-0,0942	0,4281	1,0911	1,8308	2,2413	1,7788	0,9051	-0,0352
b/2	-0,3619	-0,1823	0,049	0,4281	1,0283	1,7788	2,2821	2,0152	1,4425
3b/4	-0,1299	-0,1694	-0,1823	-0,0942	0,2205	0,9051	2,0152	3,304	4,3036
b	0,1017	-0,1299	-0,3619	-0,552	-0,5476	-0,0352	1,4425	4,3036	8,4478

Tableau IV.7 : Valeur de K1 pour θ = 0.95.

Théta=0.95	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5064	0,6801	0,9526	1,3202	1,5662	1,3202	0,9526	0,6801	0,5064
b/4	0,2816	0,3985	0,5936	0,9079	1,3202	1,6148	1,4265	1,1255	0,9021
b/2	0,1596	0,2351	0,3654	0,5936	0,9526	1,4265	1,8092	1,7402	1,5641
3b/4	0,0961	0,1463	0,2351	0,3985	0,6801	1,1255	1,7402	2,3445	2,592
b	0,0608	0,0961	0,1596	0,2316	0,5064	0,9021	1,5641	2,592	3,98

- **Application sur notre exemple :**

Pour $K_0(0,92)$, on interpole sur la valeur (y = -b ; e = 0)

$$K_0(0,92) = \frac{0,92-0,90}{0,95-0,90} \times \big(K0(0,95) - K0(0,90)\big) + K0(0,90)$$

$$K_0(0,92) = \frac{0,92-0,90}{0,95-0,90} \times \big((-0,5476) - (-0,4715)\big) + (-0,4715) = -0,50194$$

Tableau IV.8 : Valeur de K0 pour θ = 0.92.

Théta=0.92	Alfa=0=> K0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,50194	0,25314	1,03748	1,79858	2,2014	1,79858	1,03748	0,25314	-0,50194
b/4	-0,55038	-0,07644	0,45324	1,10064	1,79858	2,17656	1,75006	0,93594	0,05366
b/2	-0,38728	-0,18398	0,06712	0,45324	1,03748	1,75006	2,23164	2,01826	1,52758
3b/4	-0,1671	-0,18944	-0,18398	-0,07644	0,25314	0,93594	2,01826	3,27274	4,27618
b	0,05862	-0,1671	-0,38728	-0,55038	-0,50194	0,05366	1,52758	4,27618	8,18116

Pour $K_1(0.92)$, on interpole sur la valeur (y = -b ; e = 0)

$$K_1(0,92) = \frac{0,92-0,90}{0,95-0,90} \times \big(K1(0,95) - K1(0,90)\big) + K1(0,90)$$

$$K_0\,(0{,}92) = \frac{0{,}92-0{,}90}{0{,}95-0{,}90} \times \big((0{,}5064) - (0{,}5452)\big) + (0{,}5452) = 0{,}52976$$

Tableau IV.9 : Valeur de K1 pour θ = 0.92.

Théta=0.92	Alfa=1=> K1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,52968	0,69918	0,9589	1,30226	1,52816	1,30226	0,9589	0,69918	0,52968
b/4	0,30194	0,4195	0,61088	0,913	1,30226	1,57796	1,41036	1,133	0,92238
b/2	0,17568	0,25382	0,38538	0,61088	0,9589	1,41036	1,77326	1,72172	1,56626
3b/4	0,1084	0,16184	0,25382	0,4195	0,69918	1,133	1,72172	2,29728	2,5476
b	0,07004	0,1084	0,17568	0,28194	0,52968	0,92238	1,56626	2,5476	3,8546

❖ Calcul de Kα :

Pour α = 0,21 et Θ = 0.92, on utilise la méthode de Sattler

$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta}$ et $\beta = 0{,}7235$; $\alpha^{\beta} = 0{,}21^{0{,}7235} = 0{,}32 = 0{,}32$;

On prend un exemple pour la valeur (y = -b ; e = 0)

$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta} = -0{,}51716 + (0{,}52 - (-0{,}52)) \times 0{,}32 = -0{,}19$

Tableau IV.10 : Valeur de Kα pour θ = 0,92 et α = 0.21.

Théta=0.92	Alfa=0,21 => K0,21								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,171822	0,395873	1,012334	1,639758	1,985963	1,639758	1,012334	0,395873	-0,171822
b/4	-0,277638	0,082261	0,503685	1,040595	1,639758	1,985008	1,641356	0,998999	0,3316504
b/2	-0,207133	-0,043884	0,168963	0,503685	1,012334	1,641356	2,084958	1,923367	1,5399576
3b/4	-0,07894	-0,07703	-0,043884	0,082261	0,395873	0,998999	1,923367	2,960593	3,7230344
b	0,0622744	-0,07894	-0,207133	-0,284038	-0,171822	0,33165	1,539958	3,723034	6,7966608

Si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction θ et α et on tracer la ligne d'influence propre à cette poutre.

L'ouvrage consterné par l'étude est d'une largeur active de 7.15 x 2 m porté par neuf poutres espacées également de 1.6 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclus les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Tableau IV.11 : Valeur de Kα pour chaque poutre.

Théta=0.92	Alfa=0,21 => K0,21								
Y / Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1 Y=0	-0,1718216	0,395873	1,012334	1,639758	1,985963	1,639758	1,012334	0,395873	-0,171822
Poutre 2 Y=1,6 m	-0,2665375	0,115159	0,557042	1,103447	1,676075	1,948791	1,575372	0,935731	0,2788362
Poutre 3 Y=3,2 m	-0,22192471	-0,017419	0,239188	0,616329	1,143968	1,713454	1,991891	1,729435	1,2864547
Poutre 4 Y=4,8 m	-0,11925664	-0,066606	0,023056	0,214799	0,58975	1,20102	1,974188	2,634385	3,0364567
Poutre 5 Y=6,4 m	0,003039196	-0,078139	-0,138655	-0,130386	0,066309	0,611583	1,700786	3,403213	5,5073667

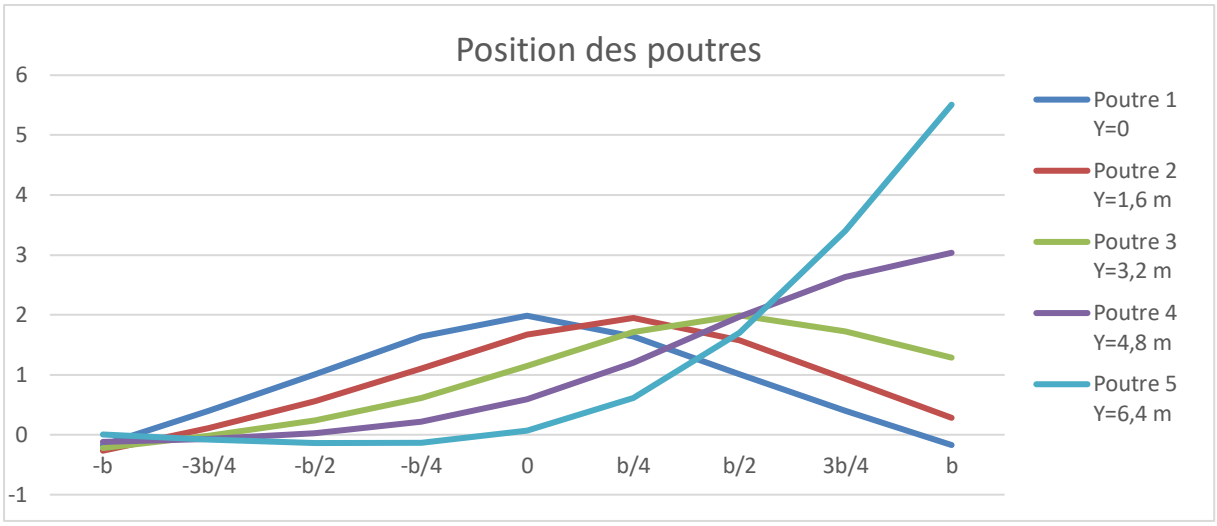


Figure IV.3 : Position des poutres.

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a neuf poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire quatre poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on peut pas disposer le chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour Bt , Mc120 et les 25 cm pour Bc par contre le convoi exceptionnel D240 il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Br,Bt) ; On mesure la langueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l), Mc120, D240) : on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisée par la langueur de la voie (A(l)) ou la langueur d'impact (Mc120), la langueur de convoi D240.

❖ **Calcul de Kαmoy :**

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

Surcharges surfaciques :

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocad 2012 et Kαmoy est calculé par la formule suivante :

$$K\alpha moy = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.
L : la largeur des voies.
Surcharges A(L) :

- **La première poutre :**

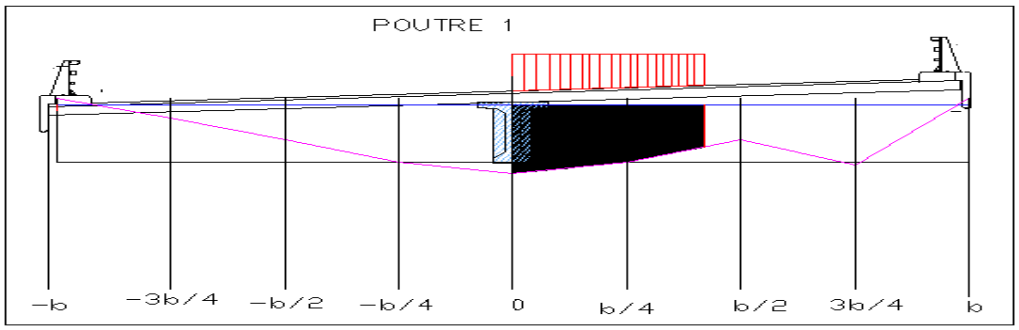


Figure IV.4 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

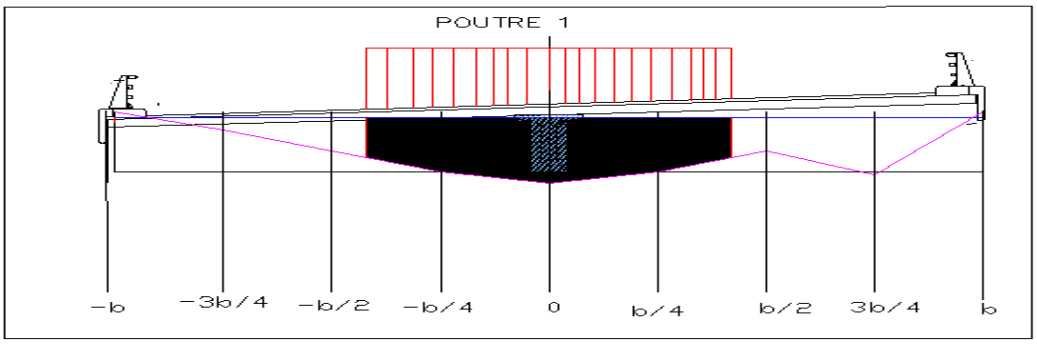


Figure IV.5 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

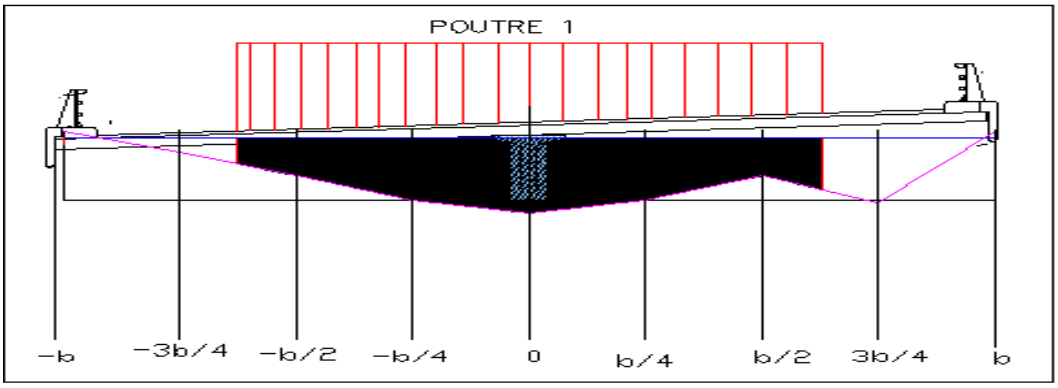


Figure IV.6 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

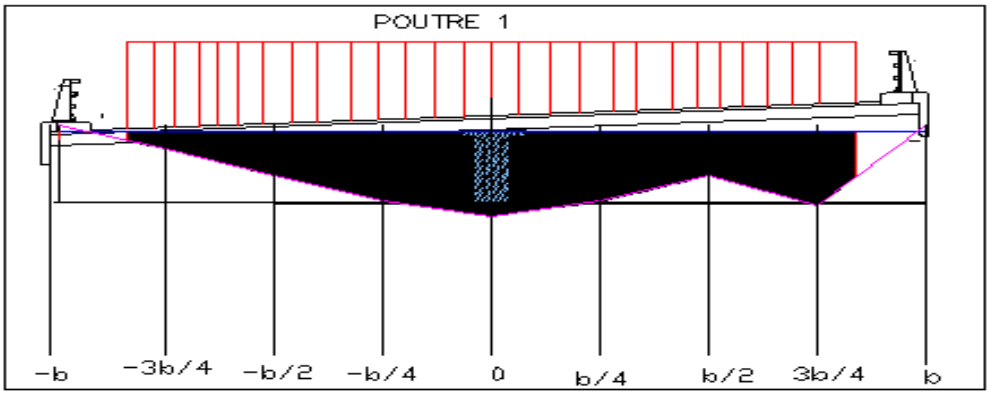


Figure IV.7 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Tableau IV.12 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 1.

Poutre I		Surface (m²)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	4.97	3.00	1.66
	Deux voies	9.94	6.00	1.66
	Trois voies	12.89	9.00	1.43
	Quatre voies	15.87	12.00	1.32

- **La deuxième poutre :**

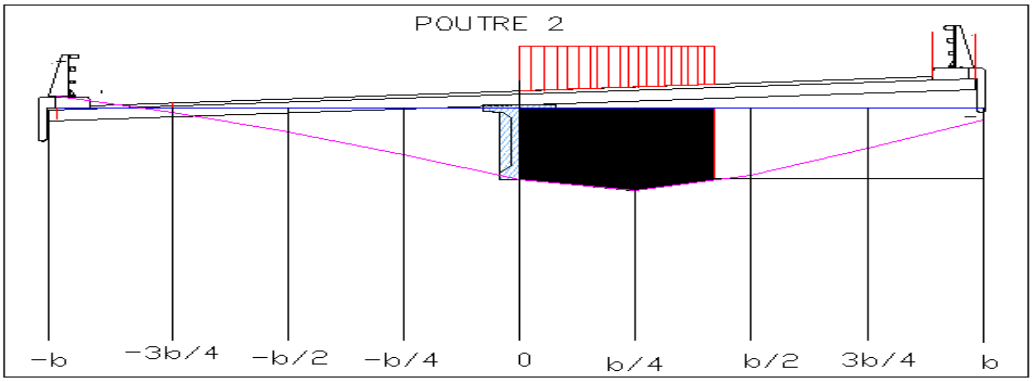


Figure IV.8 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

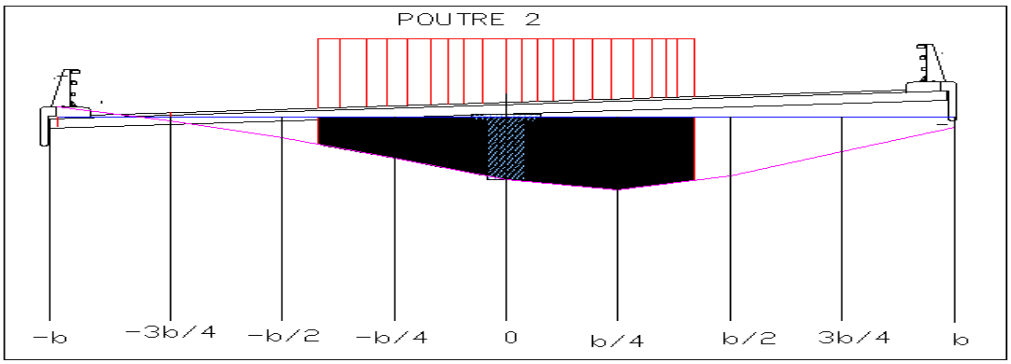


Figure IV.9 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

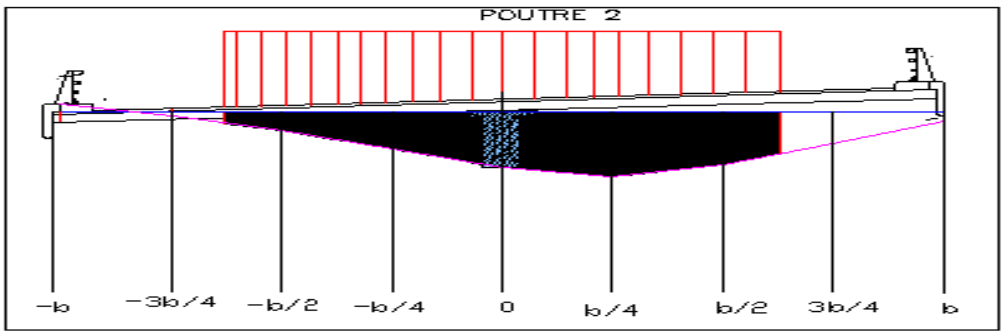


Figure IV.10 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

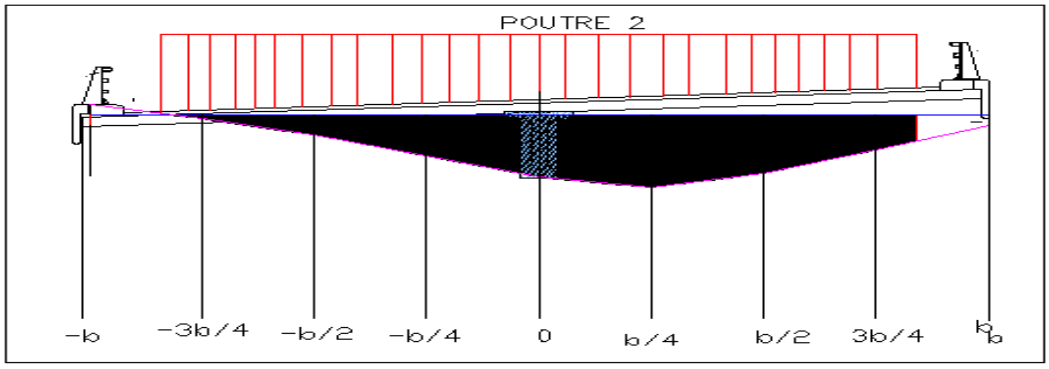


Figure IV.11 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Tableau IV.13 : Valeur de <u>Kαmoy</u> pour la poutre 2.

Poutre I		Surface (m²)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	5.2245	3.00	1.74
	Deux voies	9.0470	6.00	1.50
	Trois voies	12.0727	9.00	1.34
	Quatre voies	13.7520	12.00	1.14

- **La troisième poutre :**

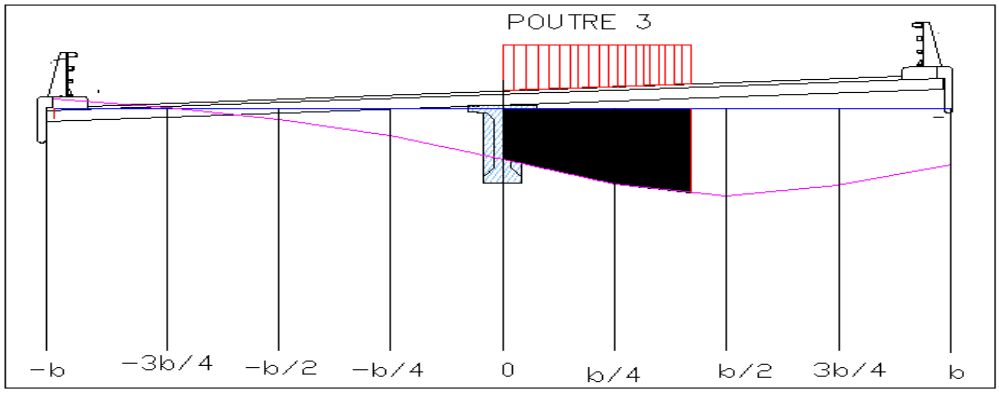


Figure IV.12 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

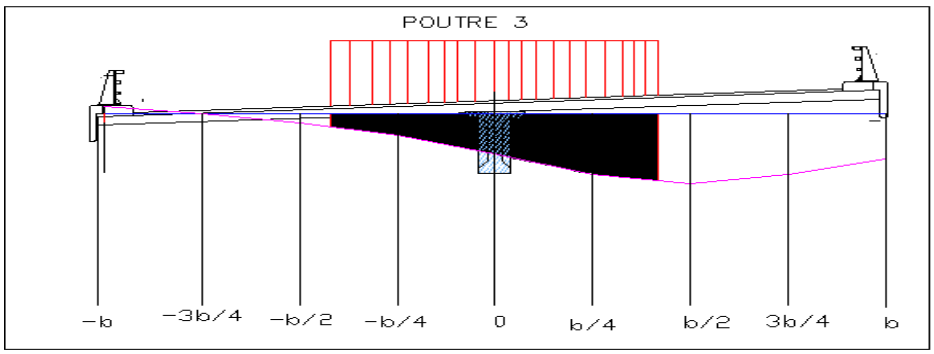


Figure IV.13 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

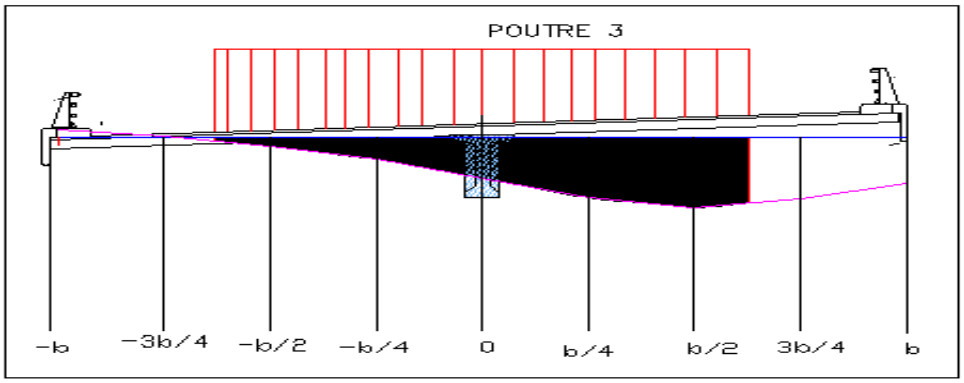


Figure IV.14 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

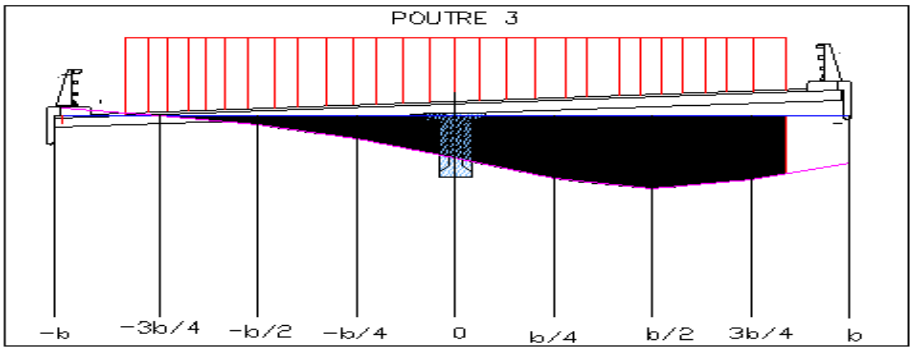


Figure IV.15 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Tableau IV.14 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 3.

Poutre I		Surface (m²)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	4.7457	3.00	1.58
	Deux voies	6.9048	6.00	1.15
	Trois voies	10.1366	9.00	1.12
	Quatre voies	12.876	12.00	1.073

- **La quatrième poutre :**

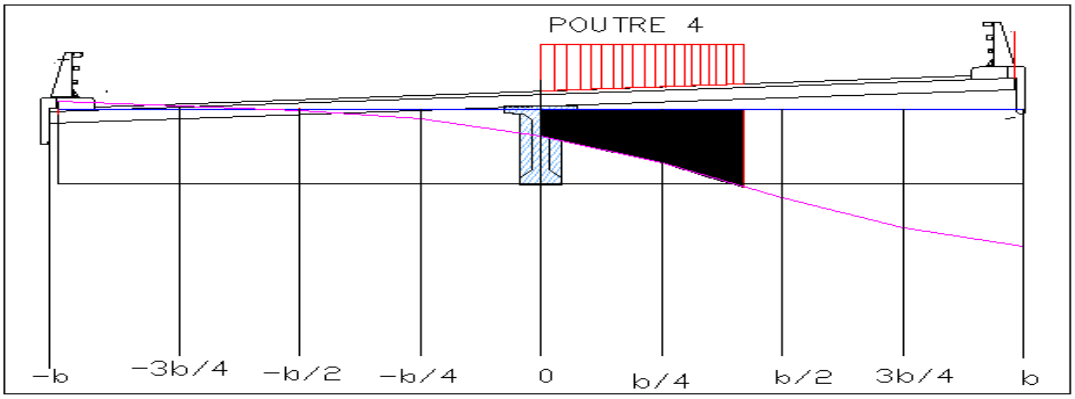


Figure IV.16 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

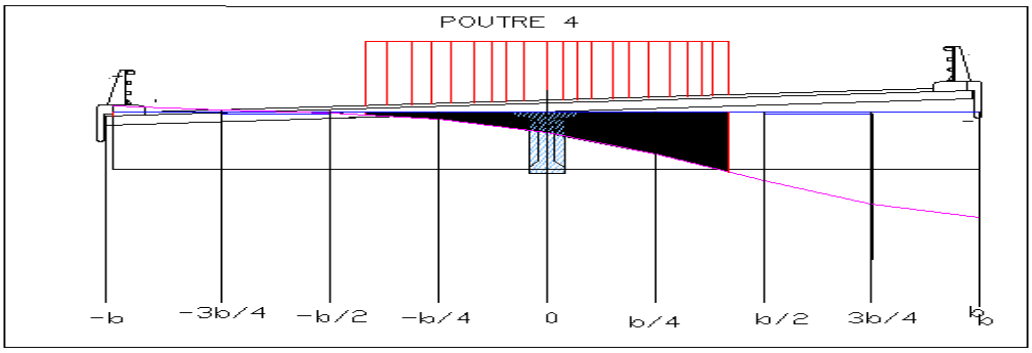


Figure IV.17 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

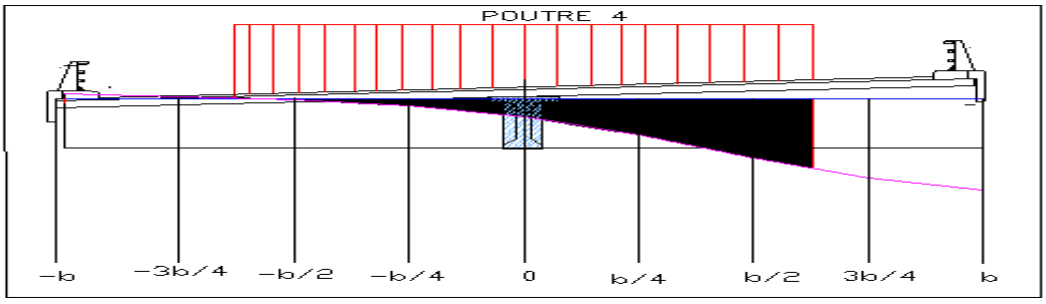


Figure IV.18 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

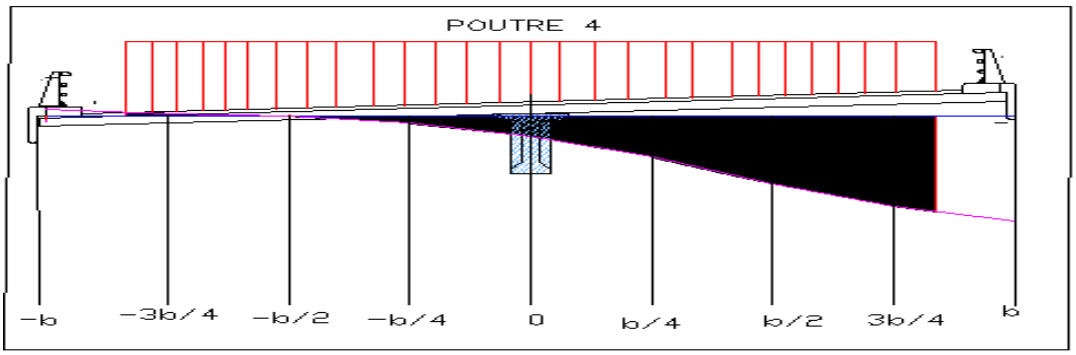


Figure IV.19 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Tableau IV.15 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 4.

Poutre I		Surface (m²)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	3.3742	3.00	1.12
	Deux voies	3.8634	6.00	0.64
	Trois voies	7.2519	9.00	0.80
	Quatre voies	7.3579	12.00	0.61

- **La cinquième poutre :**

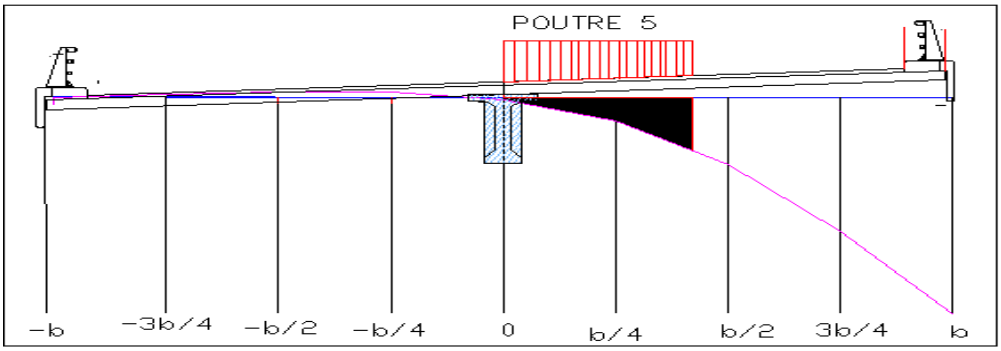


Figure IV.20 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

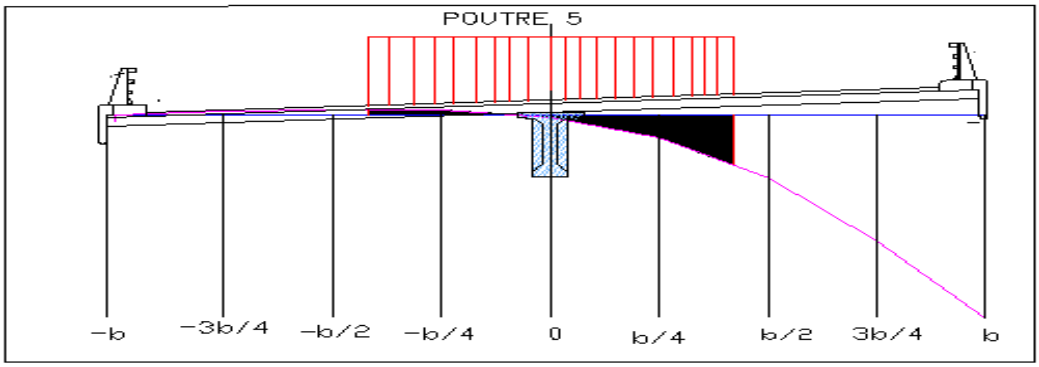


Figure IV.21 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

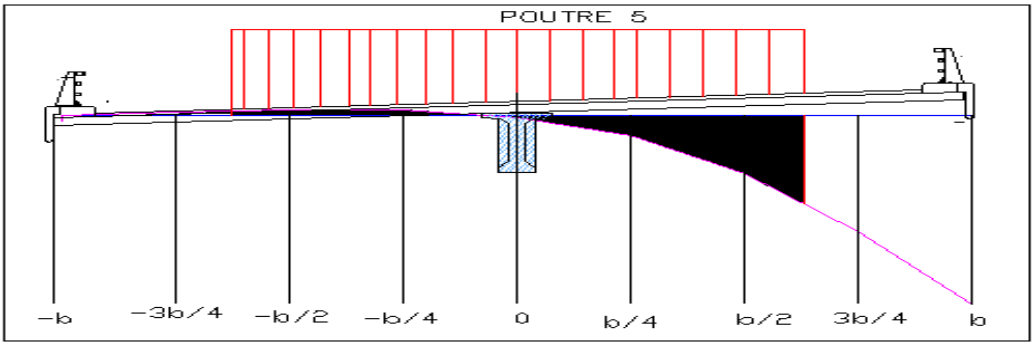


Figure IV.22 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

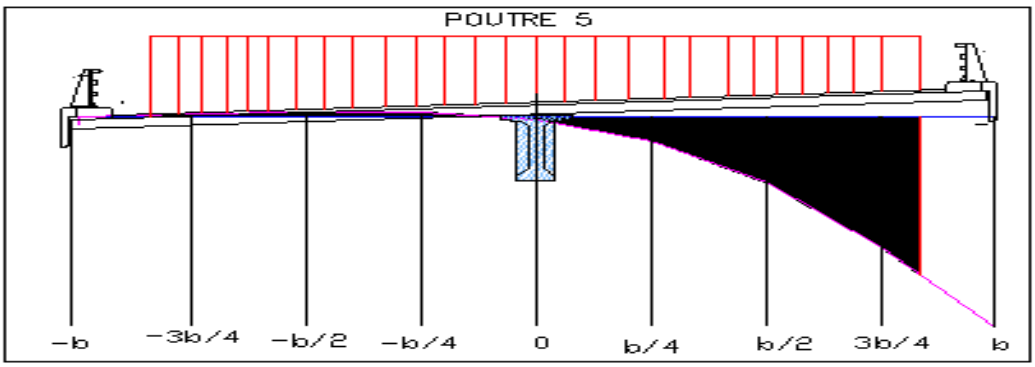


Figure IV.23 : Surface de la surcharge AL pour quatre voies.

Tableau IV.16 : Valeur de Kαmoy pour la poutre 5.

Poutre I		Surface (m²)	Largeur de la voie (m)	Kαmoy
A(L)	Une voie	1.80	3.00	0.59
	Deux voies	2.07	6.00	0.34
	Trois voies	5.10	9.00	0.56
	Quatre voies	10.22	12.00	0.85

- **Surcharge Mc120 :**

On fixe la largeur avec une valeur de L= 2 m

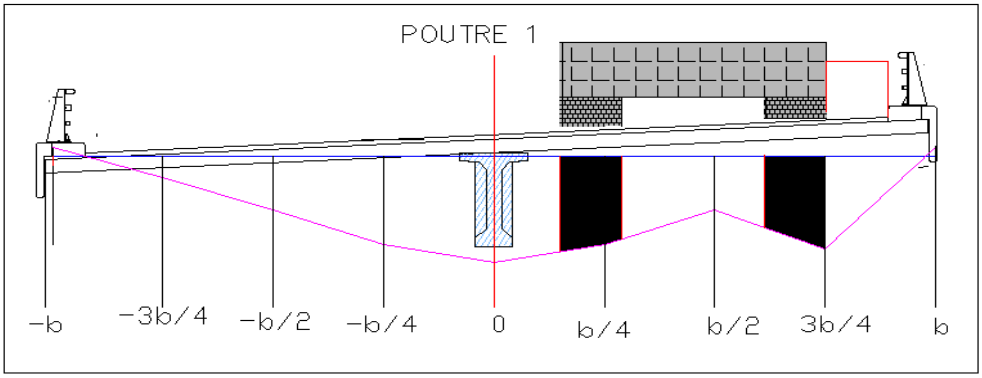


Figure IV.24 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.

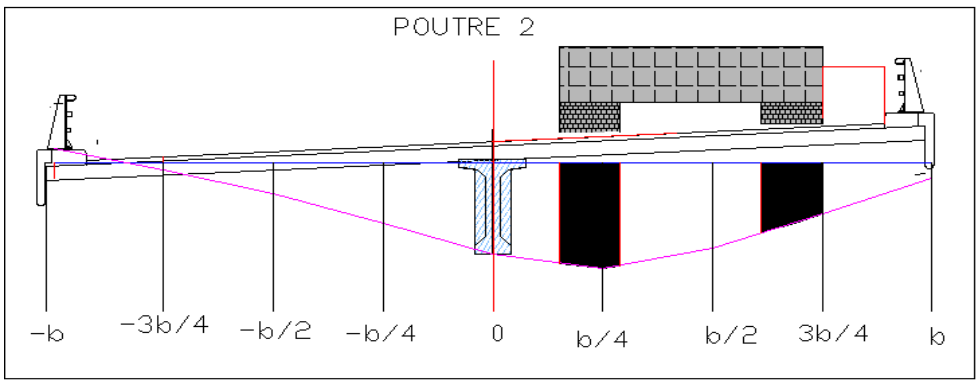


Figure IV.25 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Mc120.

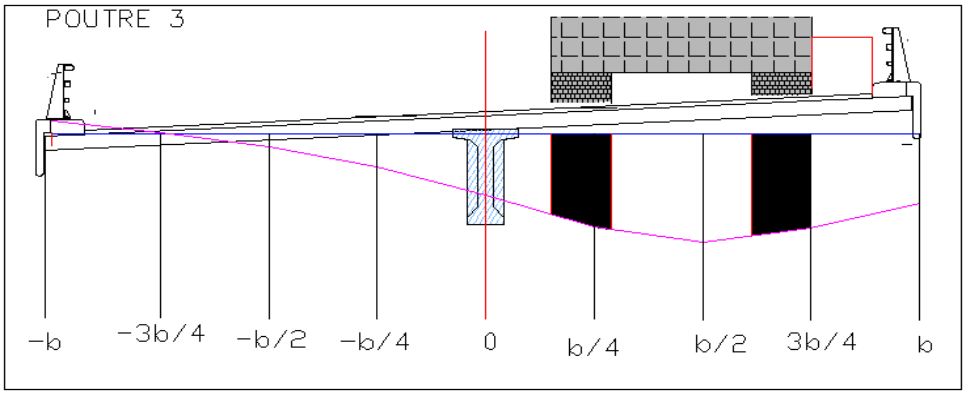


Figure IV.26 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge Mc120.

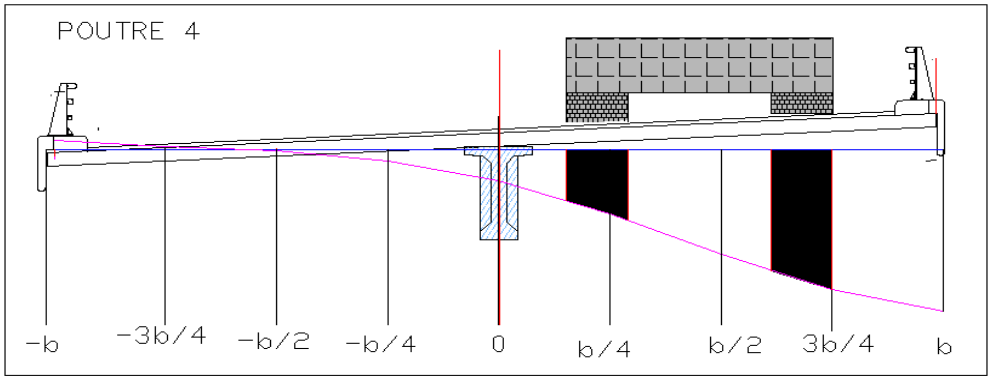


Figure IV.27 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge Mc120.

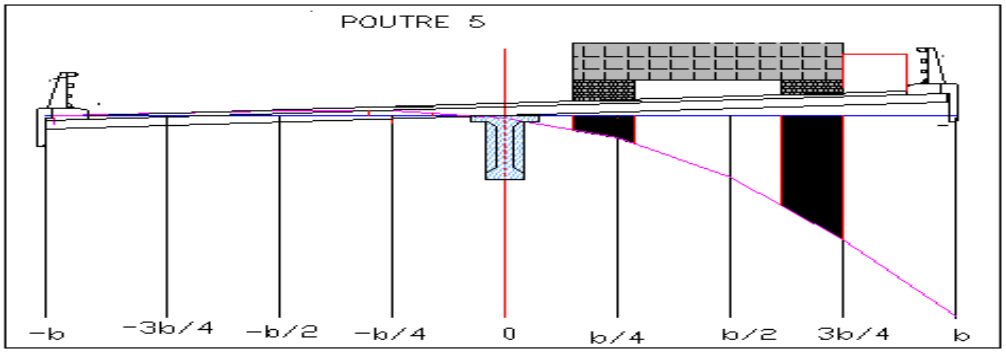


Figure IV.28 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge Mc120.

On résume les valeurs de Kαmoy dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Mc120.

Poutres	Surface (m²)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 1	3.19	2	1.59
Poutre 2	3.00	2	1.5
Poutre 3	3.42	2	1.70
Poutre 4	3.55	2	1.78
Poutre 5	3.45	2	1.73

- **Surcharge D240 :**

On fixe la largeur avec une valeur de L= 3.2 m

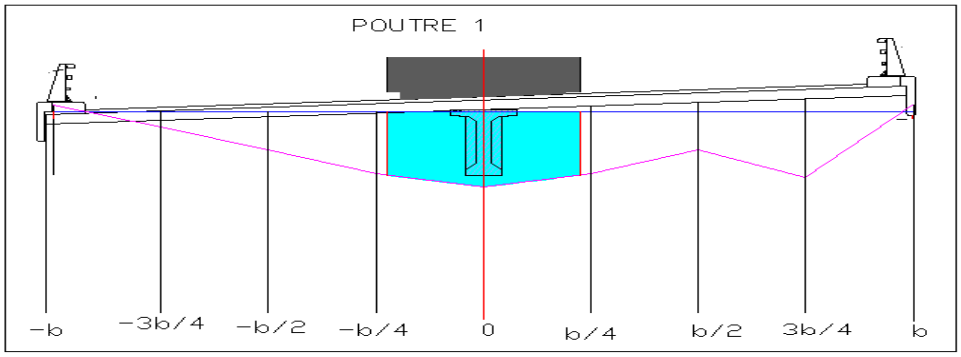


Figure IV.29 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.

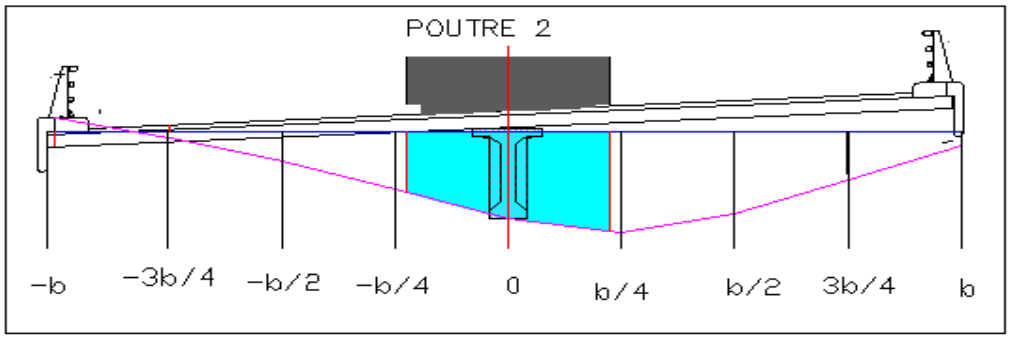


Figure IV.30 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240.

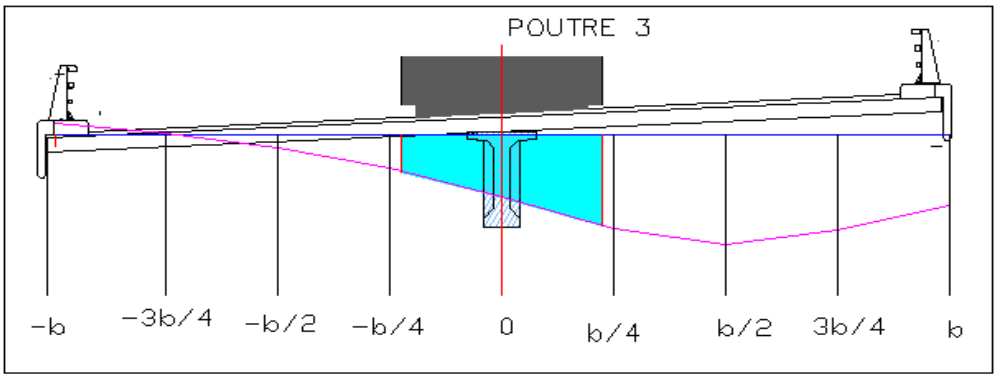


Figure IV.31 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240.

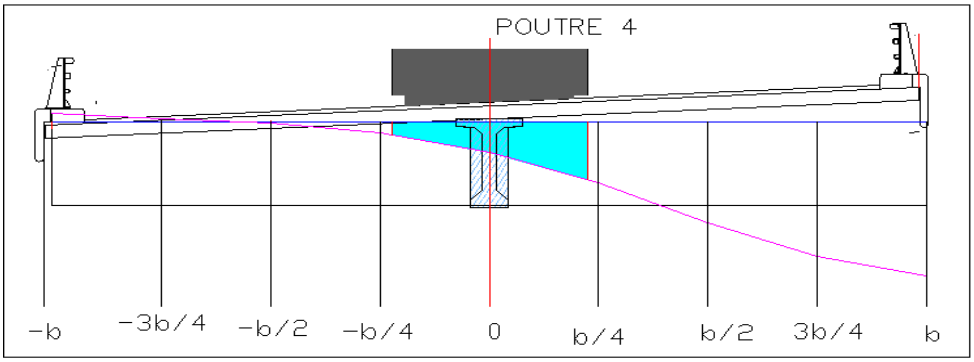


Figure IV.32 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240.

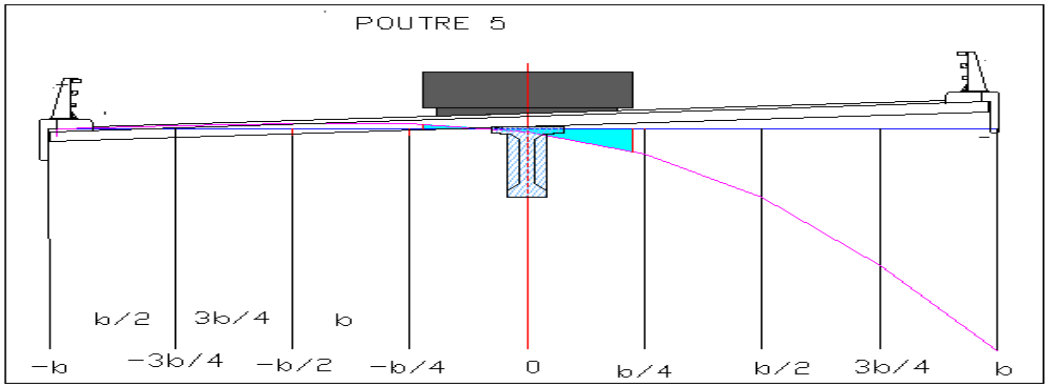


Figure IV.33 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge D240.

Tableau IV.18 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge D240.

Poutres	Surface (m²)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 1	5.87	3.2	1.83
Poutre 2	4.92	3.2	1.53
Poutre 3	3.69	3.2	1.15
Poutre 4	2.05	3.2	0.64
Poutre 5	0.58	3.2	0.18

- **Surcharge Bc :**

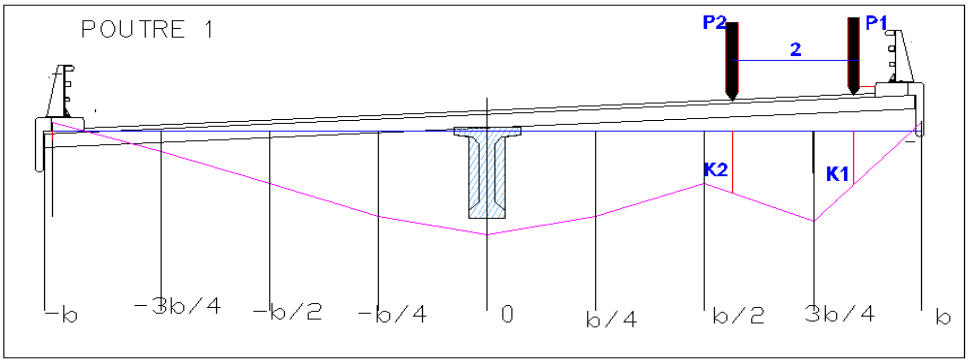


Figure IV.34 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour une voie.

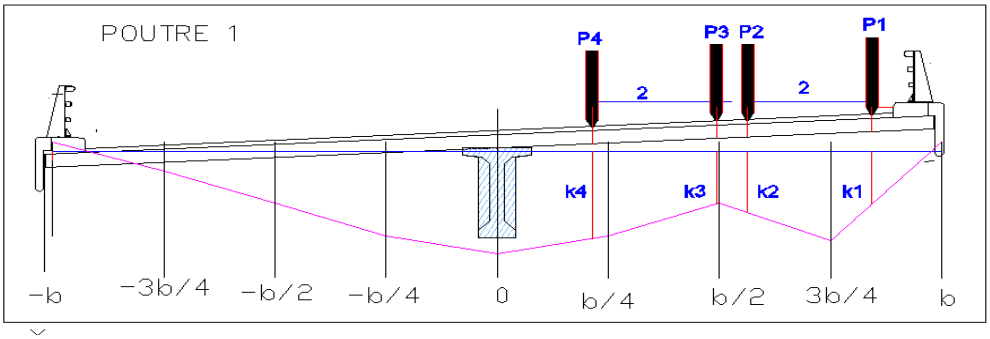


Figure IV.35 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour deux voies.

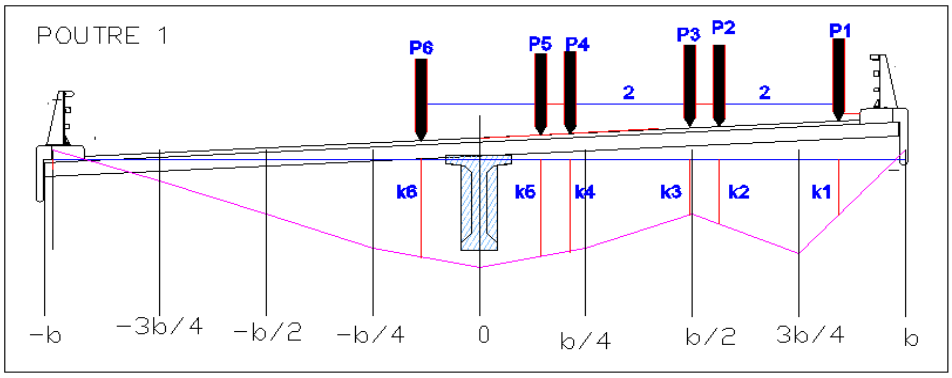


Figure IV.36 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour trois voies.

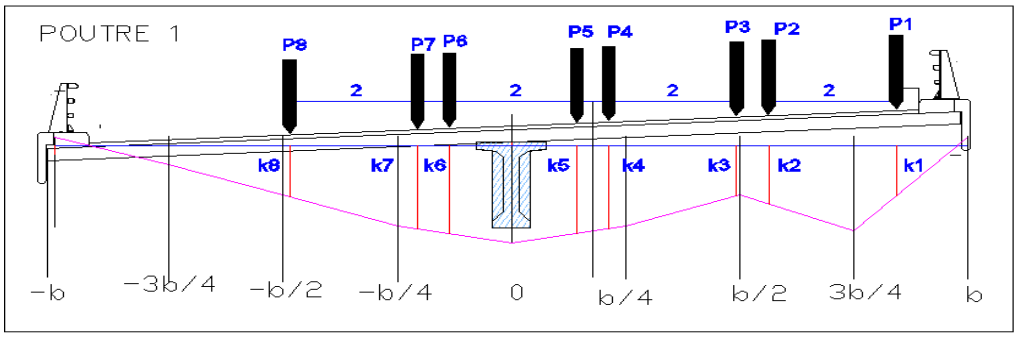


Figure IV.37 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bc pour quatre voies.

On résume les valeurs de Kαmoy pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Bc.

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Kαmoy Poutre 1	Kαmoy Poutre 2	Kαmoy Poutre 3	Kαmoy Poutre 4	Kαmoy Poutre 5
Pour une voie										
K1	1.02	1.47	1.55	2.77	4.18	1.105	1.43	1.74	2.455	3.15
K2	1.19	1.39	1.93	2.14	2.12					
Pour deux voies										
K1	1.02	0.7	2.35	2.79	4.15	1.232	1.4	1.97	1.99	2.11
K2	1.19	1.41	1.92	2.14	2.1					
K3	1.03	1.59	1.98	1.95	1.67					
K4	1.69	1.90	1.63	1.11	0.53					
Pour trois voies										
K1	1.02	0.69	1.56	2.78	4.18	1.43	1.97	1.577	1.553	1.47
K2	1.19	1.42	1.93	2.14	2.06					
K3	1.03	1.59	2	1.95	1.66					
K4	1.71	1.91	1.63	1.11	0.53					

K5	1.78	1.83	1.47	0.94	0.38					
K6	1.83	1.38	0.87	0.40	0.05					
Pour quatre voies										
K1	1.03	0.66	1.53	2.81	3.51	1.409	1.073	1.181	1.23	1.09
K2	1.19	1.38	1.90	2.18	2.22					
K3	1.03	1.56	1.98	1.99	1.75					
K4	1.69	1.92	1.66	1.15	0.56					
K5	1.79	1.85	1.50	0.97	0.41					
K6	1.8	1.36	0.88	0.4	0.04					
K7	1.69	1.24	0.73	0.3	0.09					
K8	1.05	0.62	0.27	0.04	0.14					

- **Surcharge Bt :**

On résume les valeurs de K dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Bt.

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Kαmoy Poutre 1	Kαmoy Poutre 2	Kαmoy Poutre 3	Kαmoy Poutre 4	Kαmoy Poutre 5
Pour un tandem										
K1	1.17	1.47	1.95	1.13	1.99	1.15	1.105	1.76	1.945	2.98
K2	1.13	0.74	1.57	2.76	3.98					
Pour deux tandems										
K1	1.18	0.72	1.61	2.75	3.99	1.3475	1.535	1.895	1.855	1.89
K2	1.13	1.46	1.95	2.13	1.98					
K3	1.26	2.13	1.89	1.65	1.27					
K4	1.82	1.82	2.13	0.89	0.34					

- **Surcharge Br :**

Tableau IV.21 : Valeur de Kαmoy pour chaque poutre sous charge Br

Poutres	Kαmoy
Poutre 1	1.99
Poutre 2	1.68
Poutre 3	1.14
Poutre 4	0.59
Poutre 5	0.07

IV.3.4. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (x = 0.25L) :

Le calcul du moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient Kαmoy par le moment longitudinal moyen (M0 de chaque poutre).

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

M0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

IV.3.5. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (x = 0.5L)

Tableau IV.22 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.

Désignation			M0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
				Kαmoy	Mréel KN.m	Kαmoy	Mréel KN.m	Kαmoy	Mréel KN.m	Kαmoy	Mréel KN.m	Kαmoy	Mréel KN.m
Surcharge A(L)	1 voie		559.70	1.66	927.42	1.74	974.71	1.58	885.45	1.125	629.67	0.60	335.26
	2 voies		1119.425	1.66	1854.89	1.51	1688.09	1.15	1287.34	0.644	720.90	0.34	385.83
	3 voies		1511.23	1.43	2164.84	1.34	2027.16	1.12	1697.11	0.806	1218.05	0.56	856.63
	4 voies		1679.14	1.323	2221.5	1.146	1924.3	1.07	1801.72	0.6132	1029.45	0.85	1430.13
Surcharge B	Bc	1V	506.312	1.105	559.47	1.43	724.026	1.74	880.98	2.455	1242.9	3.15	1594.88
		2V	467 .71	1.232	576.21	1.4	654.79	1.97	921.39	1.99	930.74	2.11	986.87
		3V	1217.70	1.43	1741.31	1.97	2398.87	1.58	1920.31	1.553	1891.09	1.48	1798.54
		4V	1370.80	1.409	1931.46	1.073	1470.87	1.18	1618.81	1.23	1686.08	1.09	1494.17
	Bt	1t	36.80	1.15	42.32	1.105	40.67	1.76	64.773	1.945	71.581	2.98	109.86
		2t	73.98	1.346	99.346	1.535	113.56	1.90	140.192	1.855	137.23	1.89	140.20
	Br		99.43	1.99	197.86	1.68	167.04	1.14	113.35	0 .59	58.67	0.07	6.96
Convoi	Mc120		1008.79	1.5932	1607.20	1.5	1513.18	1.71	1724.02	1.78	1795.65	1.73	1742.2
	D240		1646.70	1.83	3013.46	1.53	2519.45	1.15	1893.70	0 .64	1053.89	0.18	296.40

IV.3.6. Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.23 : Combinaisons de charge à ELS et à ELU.

Combinaisons	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5

ELS	**G + 1.2 (AL+ TR)**	6805.45	7240.33	6997.44	6343.80	6654.99
	G + 1.2 (Bc+ TR)	7116.61	7669.05	48037.128	459248.83	47994.47
	G + 1.2 (Bt+ TR)	5027.952	4926.79	45900.99	45944.196	46004.46
	G + MC120	6397.72	6303.73	47411.92	47483.55	47430.1
	G + D240	7803.95	7309.94	6684.19	5844.38	5086.89
ELU	**1.35G + 1.6 (AL+ TR)**	9804.29	9733.61	9409.76	8953.69	64164.64
	1.35G + 1.6 (Bc+ TR)	9568.66	59346.19	9599.50	9615.10	5503.453
	1.35G + 1.6(Bt+ TR)	6637.28	6648.85	6751.31	6808.93	6889.29
	1.35G + 1.35.MC120	8636.92	8509.95	9068.13	8891.29	8819.13
	1.35.G + 1.35. D240	10535.33	66435.98	65242.20	7889.91	6867.30

Par conclusion on la poutre la plus sollicitée est la première à ELS et la deuxième poutre à ELU.

IV.4. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES

IV.4.1. Calcul de l'effort tranchant dans chaque poutre

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Tableau IV.24 : Tableau récapitulatif des valeurs de l'effort tranchant à X= 0.00L et X= L/2.

Charges et surcharges			Effort tranchant T(KN.) X=0.00L	Effort tranchant par poutre T0 (KN.) X=0.00L	Effort tranchant T(KN.) X=0.25L	Effort tranchant par poutre T0 (KN.) X=0.25L
Charge Permanente	G		5221.47	580.17	2610.34	290.04
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	592.62	99.18	296.31	32.93
	A2(L)	Deux voies	1185.274	131.70	590.085	65.67
	A3(L)	Trois voies	1600.125	177.79	800.0625	88.895
	A4(L)	Quatre voies	1777.911	197.55	888.9555	98.78
Surcharge B	Bc	Une voie	475.59	52.84	417.940	46.74
		Deux voies	1119.18	124.35	766.220	85.135
		Trois voies	1456.92	161.88	997.441	110.83
		Quatre voies	1640.04	182.27	1122.83	124.76
	Bt	Un tandem	397.739	44.20	296.29	32.92
		Deux tandems	799.514	88.84	595.59	66.18
	Br		105.3	11.7	78.953	8.78

Convoi	MC120	1071.12	115.95	774.76	86.084
	D240	1743.53	193.73	1256.47	139.61
Surcharge de Trottoir	1 trottoir	25.5	2.84	12.75	1.167
	2 trottoirs	51	5.67	25.5	2.84

IV.4.2. Calcul de ε'α et εα

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre).

Calcul de εα et ε'α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq 3/4\ b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon\alpha = \varepsilon 0 + (\varepsilon 1 - \varepsilon 0)\ \alpha$$

Sinon si $|y|+|e| > 3/4\ b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon\alpha = \varepsilon 0 + (\varepsilon 1 - \varepsilon 0)\sqrt{\alpha}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis x = 0,00 L et x = L.

ε0= ε'0 et ε'1 à déterminer à partir des tableaux G – M.

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et par interpolation entre **θ** = 0,90 et **θ** = 1,00 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau IV.25 : Valeur de ε0 pour θ = 0.92.

Théta=0,92	ε0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,079272	0,040466	0,164957	0,286031	0,350244	0,286031	0,164957	0,040467	-0,079272
b/4	-0,087092	-0,011997	0,610653	0,174804	0,283893	0,346413	0,278515	0,149055	0,0088792
b/2	-0,061522	-0,241352	0,010671	0,072021	0,164957	0,278528	0,355395	0,185815	0,2429054
3b/4	-0,026966	-0,262736	-0,241352	-0,011985	0,040467	0,149055	0,321268	0,520826	0,6800728
b	0,008449	-0,244589	-0,061522	-0,087098	-0,079272	0,008879	0,242905	0,680073	1,3020512

Tableau IV.26 : Valeur de ε1 pour θ = 0.92.

Théta=0,92	ε1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0096428	0,062894	0,11744	0,230412	0,466589	0,230412	0,11744	0,0636	0,0346982
b/4	-0,015657	0,03217	0,058998	0,115018	0,231506	0,471793	0,239823	0,129599	0,0704934
b/2	-0,001203	0,018174	0,04016	0,062314	0,123003	0,245837	0,4935	0,266243	0,1446278
3b/4	0,0048282	0,013994	0,023887	0,107534	0,081525	0,154259	0,291608	0,548448	0,2976458
b	0,0143434	0,017356	0,028069	0,048154	0,084346	0,146751	0,249127	0,405292	0,6134864

Tableau IV.27 : Valeur de ε' pour θ = 0.92.

Théta=0,92	ε								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,01495	0,01593	0,082305	0,253568	0,689886	0,253568	0,082305	0,01593	-0,01495
b/4	-0,012712	-0,002489	0,020756	0,084751	0,255758	0,692385	0,255359	0,078951	-0,005765
b/2	-0,007419	-0,002522	0,003814	0,027388	0,093329	0,267243	0,704762	0,258568	0,0401292
3b/4	-0,000363	-0,003031	0,007273	0,02009	0,051778	0,128271	0,309298	0,731328	0,1899986
b	0,0112469	0,017356	0,028069	0,048154	0,084346	0,146751	0,249127	0,084685	0,6134864

Pour **α = 0.21 :**

Tableau IV.28 : Valeur de ε 0.21 pour θ = 0.92.

Théta=0,92	ε0,21								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,06059958	0,04517611	0,1549782	0,27435108	0,37467677	0,27435108	0,1549782	0,0510619	-0,02707343
b/4	-0,05437493	0,00823185	0,49480537	0,16224862	0,27289157	0,37274248	0,27039007	0,1449692	0,037098504
b/2	-0,03389601	-0,12248928	0,02417696	0,06998249	0,1561463	0,27166285	0,41864706	0,2027049	0,197894259
3b/4	-0,01240436	-0,13599375	-0,11987272	0,0427547	0,04908878	0,15143852	0,30768412	0,5334772	0,504921234
b	0,011148635	-0,12461833	-0,02048934	-0,02515266	-0,00433456	0,07202448	0,24575471	0,6223689	0,986688522

Tableau IV.29 : Valeur de ε' 0.21 pour θ = 0.92.

Théta=0,92	ε 0,21								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0498124	0,03531367	0,14759968	0,27921393	0,42156905	0,27921393	0,14759968	0,0353138	-0,0498124
b/4	-0,05302636	-0,00764188	0,48677455	0,15589247	0,27798441	0,41906672	0,27365263	0,1169475	0,002172151
b/2	-0,03674275	-0,13196777	0,00753031	0,06264815	0,14991472	0,27615819	0,4287618	0,2191358	0,1500339
3b/4	-0,01478203	-0,14379102	-0,12748166	0,00270535	0,04284195	0,13953611	0,31578614	0,6172361	0,455618816
b	0,009730438	-0,12461833	-0,02048934	-0,02515266	-0,00433456	0,07202448	0,24575471	0,4073853	0,986688522

Tableau IV.30 : Valeur de ε0.21 en position réelle dans section courante (à 0.25L).

Théta=0.92	Alfa=0,21 => ε0								
Y / Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1 Y=0	-0,06059958	0,04517611	0,1549782	0,27435108	0,37467677	0,27435108	0,1549782	0,0510619	-0,02707343
Poutre 2 Y=1,6 m	-0,05505342	0,01225877	0,4577642	0,17446779	0,28398616	0,36201782	0,25781018	0,1347333	0,030103763
Poutre 3 Y=3,2 m	-0,03819248	-0,09506398	0,1229148	0,08933992	0,18063946	0,29286936	0,38754274	0,190592	0,16415931
Poutre 4 Y=4,8 m	-0,01916349	-0,13174659	-0,0745691	0,05131784	0,08275837	0,18924907	0,34258196	0,4294493	0,40836125
Poutre 5 Y=6,4 m	0,001268858	-0,12938998	-0,06217769	0,00333244	0,01807493	0,10533629	0,27173224	0,5850815	0,784601597

Tableau IV.31 : Valeur de ε'0.21 en position réelle dans section sur appuis (à l'about).

Théta=0.92	Alfa=0,21 => ε'								
Y / Poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1 Y=0	-0,02923535	0,00058212	0,09914323	0,05827507	0,13336669	0,28714587	0,61090227	0,2325626	0,03553755
Poutre 2 Y=1,6 m	-0,05267604	-0,00295973	0,44980449	0,16933451	0,29363513	0,40382277	0,25991286	0,1080494	-0,00349417
Poutre 3 Y=3,2 m	-0,04015905	-0,1058842	0,10807575	0,08221081	0,17678374	0,3061404	0,39621989	0,1976967	0,119012505
Poutre 4 Y=4,8 m	-0,02168867	-0,14007261	-0,08502039	0,02155736	0,07651634	0,18250376	0,35131698	0,4920336	0,35951236
Poutre 5 Y=6,4 m	-0,00055181	-0,1326607	-0,06536941	-0,01346706	0,01545457	0,10034359	0,27513079	0,4954114	0,763920712

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) ; après les calculs des surfaces, on trouve les résultats suivants :

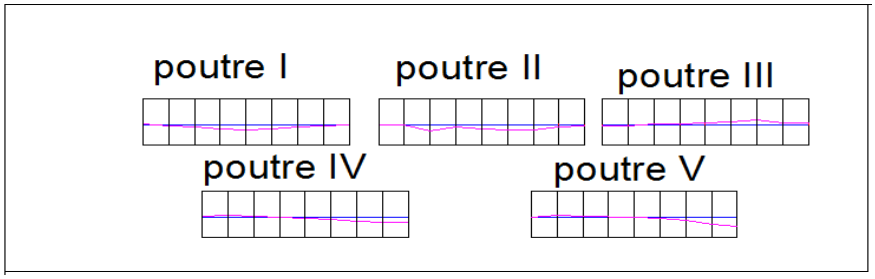


Figure IV.38. Ligne d'influence pour les poutres dans la section courante.

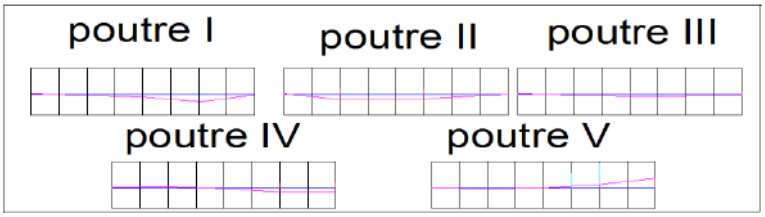


Figure IV.39. Ligne d'influence pour les poutres sur appuis.

Les résultats de calcul sont dans l'ANNEXE C.

IV.4.3. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (x = 0.00L)

Le calcul de l'effort tranchant réel de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient εαmoy par l'effort tranchant max (T0 de chaque poutre).

$$T_{réel} = \varepsilon'\alpha moy \times T0$$

Tableau IV.32 : Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X = 0.00L).

Désignation			T0 (KN)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
				ε'αmoy	Tréel (KN)	ε'αmoy	Tréel (KN)	ε'αmoy	Tréel (KN)	ε'αmoy	réel (KN)	ε'αmoy	Tréel (KN)
Surcharge A(L)	1 voie		99.18	0.13	12.89	0.23	22.81	0.16	15.87	0.14	13.88	0.17	16.86
	2 voies		131.70	0.12	15.80	0.26	34.24	0.13	17.12	0.093	12.25	0.09	11.85
	3 voies		177.79	0.11	19.55	0.20	35.55	0.13	23.11	0.10	17.78	0.14	24.89
	4 voies		197.55	0.078	15.40	0.16	31.64	0.12	23.70	0.11	21.76	0.17	33.62
Surcharge B	Bc	1V	52.84	0.065	3.43	0.085	4.49	0.14	7.40	0.27	14.27	0.53	28.00
		2V	124.35	0.08	9.94	0.135	16.79	0.155	19.27	0.225	27.98	0.405	50.36
		3V	161.88	0.091	14.73	0.17	27.52	0.15	24.28	0.18	29.14	0.29	46.95
		4V	182.27	0.096	17.49	0.17	30.98	0.12	21.87	0.14	25.52	0.22	40.09
	Bt	1t	44.20	0.065	2.87	0.09	3.98	0.14	6.19	0.27	11.94	0.525	23.20
		2t	88.84	0.085	7.55	0.15	13.32	0.15	13.33	0.21	18.65	0.37	32.87
	Br		11.7	0.13	1.52	0.29	3.40	0.18	2.10	0.07	0.82	0.02	0.24

Convoi	**Mc120**	115.95	0.10	11.59	0.215	24.93	0.145	16.81	0.095	11.02	0.09	10.44
	D240	193.73	0.16	30.99	0.30	58.12	0.22	42.62	0.12	23.25	0.074	14.34

IV.4.4. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.25L)

Tréel = εαmoy×T0

Tableau IV.33 : Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X = 0.25L).

Désignation			**T0 (KN)**	**Poutre 1**		**Poutre 2**		**Poutre 3**		**Poutre 4**		**Poutre 5**	
				εαmoy	**Tréel (KN)**	**εαmoy**	**Tréel (KN)**	**εαmoy**	**Tréel (KN)**	**εαmoy**	**réel (KN)**	**εαmoy**	**Tréel (KN)**
Surcharge A(L)	1 **voie**		32.93	0.28	9.22	0.22	7.25	0.17	5.60	0.14	4.61	0.27	8.90
	2 voies		65.67	0.28	18.39	0.25	16.42	0.15	9.85	0.10	6.57	0.09	5.91
	3 voies		88.895	0.23	20.45	0.19	16.89	0.14	12.45	0.11	9.78	0.13	11.56
	4 voies		98.78	0.26	25.69	0.16	15.80	0.13	12.84	0.12	11.85	0.17	16.81
Surcharge B	**Bc**	**1V**	46.74	0.10	4.67	0.105	4.90	0.17	7.95	0.30	14.03	0.55	25.70
		2V	85.135	0.17	14.50	0.15	12.77	0.17	14.48	0.245	20.86	0.41	34.90
		3V	110.83	0.20	22.17	0.18	19.95	0.168	18.62	0.20	22.17	0.28	31.03
		4V	124.76	0.19	23.70	0.17	21.21	0.14	17.47	0.16	19.97	0.23	28.70
	Bt	**1t**	32.92	0.105	3.46	0.105	3.46	0.17	5.60	0.29	9.55	0.53	17.45
		2t	66.18	0.185	12.25	0.16	10.59	0.17	11.25	0.23	15.23	0.42	27.80
	Br		8.78	0.37	3.25	0.28	2.46	0.18	1.58	0.08	0.70	0.02	0.18
Convoi	**Mc120**		86.084	0.27	23.24	0.245	21.09	0.15	12.92	0.10	8.60	0.12	10.34
	D240		139.61	0.43	60.03	0.34	47.47	0.23	32.11	0.13	18.15	0.10	13.97

IV.4.5. Détermination de la poutre la plus sollicitée

Tableau IV.34 : Combinaisons des charges à ELS et à ELU.

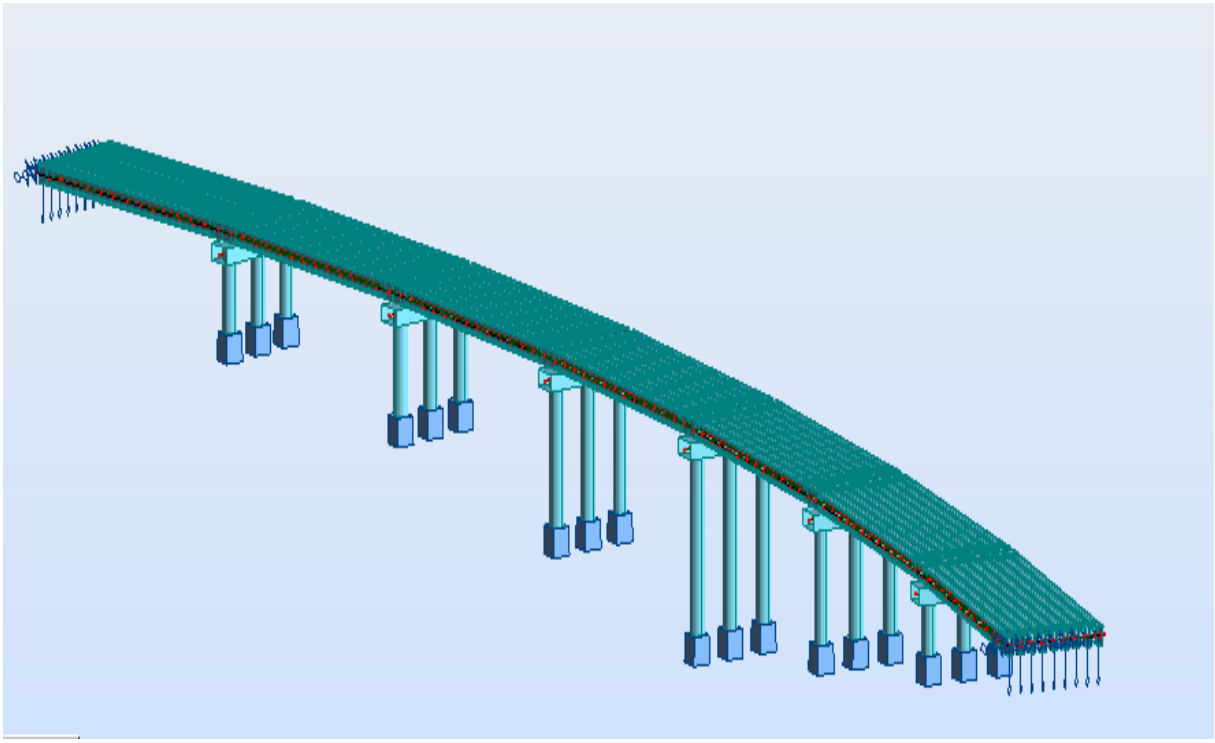
Combinaisons		**Poutre 1(KN)**	**Poutre2 (KN)**	**Poutre 3(KN)**	**Poutre 4(KN)**	**Poutre 5(KN)**
ELS	**G + 1.2 (AL+ TR)**	320.94	310.23	305.72	304.82	311.25
	G + 1.2 (Bc+ TR)	318.56	315.62	312.65	317.20	332.96
	G + 1.2 (Bt+ TR)	304.82	302.87	303.80	308.87	324.44
	G + MC120	313.28	311.13	302.96	298.64	300.38
	G + D240	350.07	337.51	322.15	308.19	304.01
ELU	**1.35G + 1.6 (AL+ TR)**	432.76	418.74	412.45	411.25	419 .83
	1.35G + 1.6 (Bc+ TR)	429.57	425.65	421.70	427.77	438.85
	1.35G + 1.6 (Bt+ TR)	411.25	408.66	409.90	416.66	437.41

	1.35G + 1.35MC120	422.93	420.03	408.99	403.17	405.52
	1.35G + 1.35D240	472.60	455.64	434.90	416.06	410.42

Par conclusion la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale n°1 à l'ELU et à l'ELS.

IV.5. CONCLUSION

D'après les calculs qu'on a faits ci-dessus on peut dire que la combinaison la plus défavorable est celle de 1.35G + 1.35D240 de la deuxième poutre avec une valeur du moment maximale de 66435.98 KN.m.



CHAPITRE V.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Le béton, un matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression. La précontrainte a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

V.2. DONNEES DE CALCUL

Tableau V.1 : Données de dimensionnements de la précontrainte.

Données de l'ouvrage

H (P)	1.75	m
H(P+D)	1.95	m
L	35	m
$L_{portée}$	34	m
N poutres	9	
E_{dalle}	0.20	m
Enrobage	0.03	m
λ =	1.6	m
L_{TC} =	1.2	m
b_{About} =	0.35	m

Caractéristiques du béton

F_{c28} =	35	MPa
F_{t28} =	2.7	MPa
σ_{bc} =	21	MPa
σ_{bt} =	-4.05	MPa

Caractéristiques des câbles 12 T15

Type de toron	**T15**	
Nbr Toron	12	
Ap 1 Toron	140	mm²
Ap 1 Toron (m²)	0.00014	m²
Ap (mm²) =	0.001680	m²
f_{prg} =	1770	MPa
F_{p0} =	206.1	kN
f_{peg} =	1593	MPa
D gaine =	0.08	m
f =	0.18	(rd-1)
ϕ =	0.002	(m-1)
g =	6	mm
μ_0 =	0.43	
ρ1000h =	2.5	
Ep =	190 000	MPa
*f*e	500	MPa
sigma S	434.78	MPa

Caractéristiques des sections

	Section about		Section médiane	
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle
B (m2)	1.13	1.45	0.68	1.00
υ' (m)	0.93	1.13	0.96	1.25
υ (m)	0.82	0.82	0.79	0.70
I_G (m4)	0.32	0.53	0.25	0.43
ρ	0.366	0.39	0.49	0.48

Résultats Logiciel

M_{gp} (MN.m)	2.40
M_M (MN.m)	6.99
M_m (MN.m)	4.46
V_M (MN)	0.95
V_m (MN)	0.59

V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

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

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

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

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

B : son aire.
v et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (**v** + **v'** = h).
I : son moment d'inertie par rapport à G_z.
ρ : son rendement géométrique.
M_g : moment de poids propre.
M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.
M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures. M_q moments généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

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

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

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

$\overline{\sigma_{bc}}$: est la contrainte limite de compression.

Tableau V.2 : Calcul de P_{MIN}.

Détermination de PMIN			
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.70	**PI**	2.68
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05	**PII**	5.02
d'	0.20	**PMIN**	**5.02**

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).
PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

V.3.2. Détermination de nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq P_{MIN}/P_0$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, P_0 est estimé à 25 % de pertes.
n : nombre de câbles.

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

Tableau V.3 : Détermination du nombre de câble

ΔP_0	25	%	**Donc on opte pour 3 câbles de 12T15**
T_0	1 416	MPa	
P_0	2.35	MN	
n ≥	2.84	Câbles	

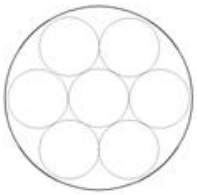


Figure V.1 : Câble de 12T15.

V.3.3. Pré-vérification de la précontrainte

Dans cette étape on fait la vérification des contraintes à x = L/2 sur les quatre phases et on place les trois câbles dans l'about pour faciliter la mise en tension de la précontrainte :

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

Tableau V.4 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Première phase : Après 7 jours	**Deuxième phase : Après 28 jours**
1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 % 2. Les pertes considérées sont de 5 % f_{c7} = 23.18 MPa f_{t7} = 1.99 MPa	1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours 2. Les pertes considérées sont de 10 % f_{c28} = 35.00 MPa f_{t28} = 2.70 MPa

$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1.39	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-2.99	MPa
$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	13.91	MPa
ΔP =	5	%
n câble	3	

$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1.89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-4.05	MPa
$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	21.00	MPa
ΔP =	10	%
n câble	3	

3ème phase : Après coulage de la dalle

1. Efforts dus à la deuxième phase
2. Poids propre de l'hourdis couler sur place

f_{c28} =	35.00	MPa
f_{t28} =	2.70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1.89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-4.05	MPa
$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	21.00	MPa
ΔP =	15	%
n câble	3	

Quatrième phase : En service

1. Mise en tension est à 100 %
2. Les pertes considérées sont de 25 %

f_{c28} =	35.00	MPa
f_{t28} =	2.70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-2.70	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-4.05	MPa
$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	21.00	MPa
ΔP =	25	%
n câble	3	

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

Tableau V.5 : Résultats de vérifications des contraintes

Formules de calcul	$\sigma sup = \frac{P}{B} - (P \times e0 - M) \times \frac{V}{I}$; $\sigma inf = \frac{P}{B} + (P \times e0 - M) \times \frac{V'}{I}$					
Phases	**e(m)**	**M(MN.m)**	**P(MN.m)**	**σsup(MPA)**	**σinf(MPA)**	**Obs**
Phase 1	**0.77**	**2.40**	**3.35**	**4.39**	**5.53**	**C.V**
Phase 2	**0.77**	**2.40**	**6.36**	**1.59**	**18.67**	**C.V**
Phase 3	**1.05**	**3.54225**	**6.00**	**1.41**	**14.06**	**C.V**
Phase 4	**1.05**	**6.99**	**5.30**	**7.62**	**1.12**	**C.V**

Interprétation :

- Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.4.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

V.4.2. Détermination du tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

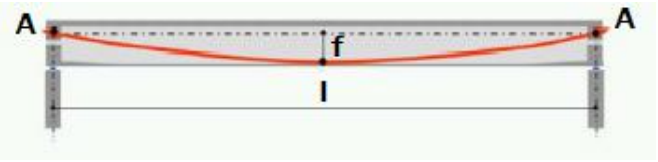


Figure V.2 : Géométrie des câbles.

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

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

f: est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

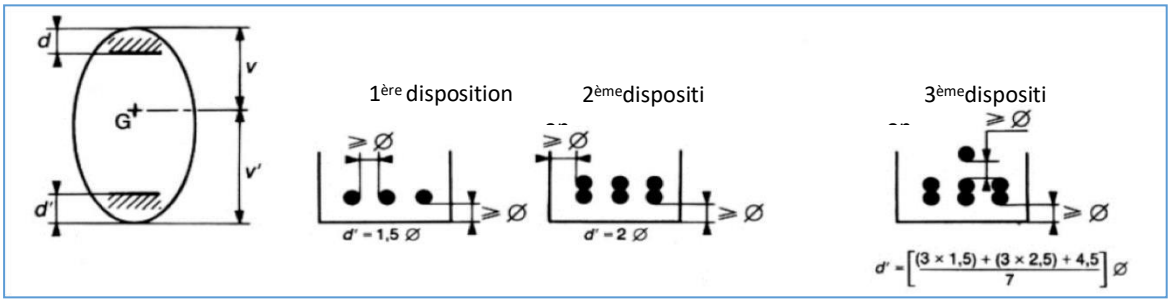
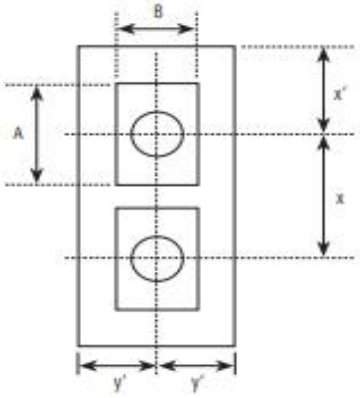
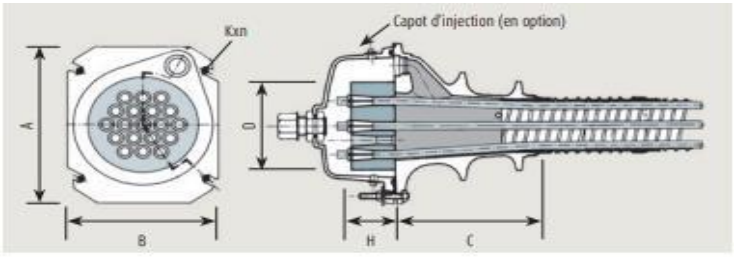


Figure V.3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = L/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour x = 0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages **A × B = 240 × 200mm² ; X = 32 cm.**





Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)

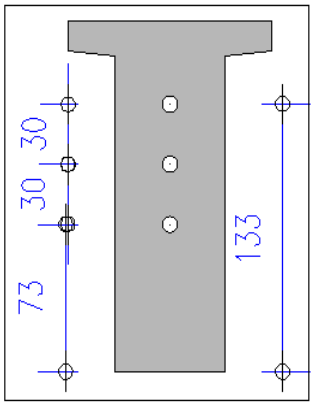
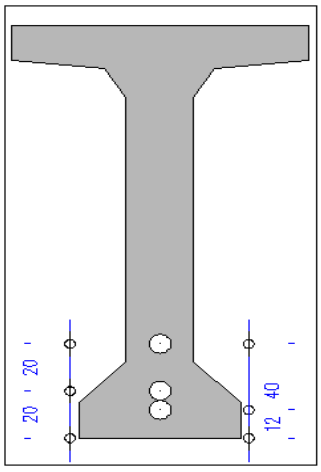
Distances a et b

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

Figure V.4 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

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

Tableau V.6 : Tracé des câbles.

Position des Câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
Cable 1	0.73		0.12	
Cable 2	1.03		0.20	
Cable 3	1.33		0.40	
Nlit	1.00		1.00	

- Les câbles présentes un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.

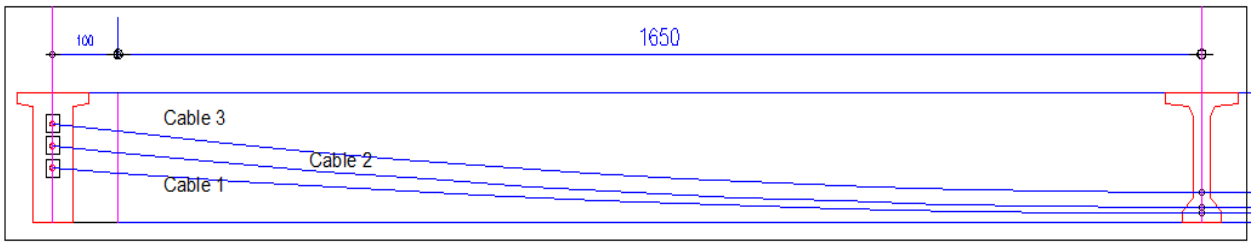


Figure V.5 : Trajectoire des câbles.

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

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

- L'angle de relevage α à x = 0 est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin}\left(\frac{V_M - \overline{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{V_m + \overline{V}}{P}\right)$$

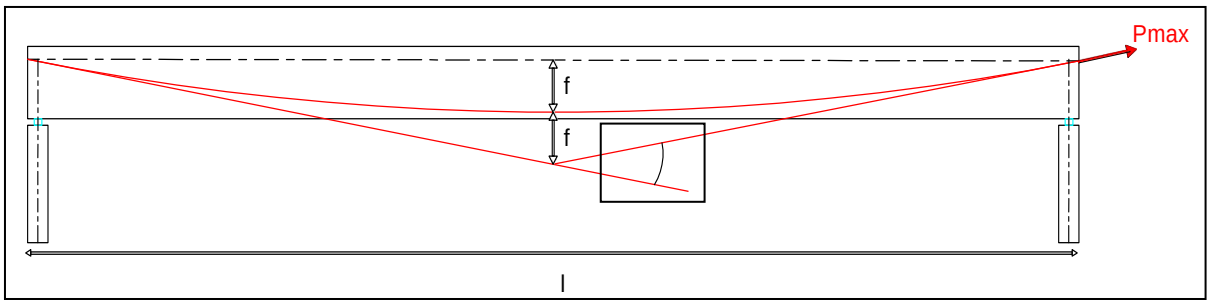


Figure V.6 : L'angle de déviation des câbles.

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

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

$\overline{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\overline{\tau} = \left[0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$;

B_n : surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \varphi$

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

Φ = 8 cm : diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7 : Caractéristiques du tracé des câbles.

bn =	0.27	m
Bn =	1.44	m^2
P =	5.30	MN
σ_x =	3.68	MPa
$\bar{\tau}$ =	2.63	MPa
$\overline{V}$ =	1.11	MPa

L câble =	35	m
L rel =	1	m
l pb =	33	m

-1.7 ≤ α (°) ≤ **18.62**

αC1 = **3.90** αC2 = **5.30** αC3 = **6.19** (°)

N° câble	l (m)	αrel (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=17.5			
C1	33	3.90	0.73	0.67	0.12	0.55	247.5	0.067
C2	33	5.30	1.03	0.98	0.20	0.78	173.71	0.095
C3	33	6.19	1.33	1.23	0.4	0.83	164.01	0.101

V.5. CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donner d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

V.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée **: $\Delta\sigma Pi\ (x)$.**

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : **$\sigma Pi\ (x) = \sigma P0\ (x) - \Delta\sigma Pi\ (x)$.**

V.5.1.1. Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine.
e : la base des logarithmes népériens.
f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).
B : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**).
φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).
x : la distance de la section considérée (m).

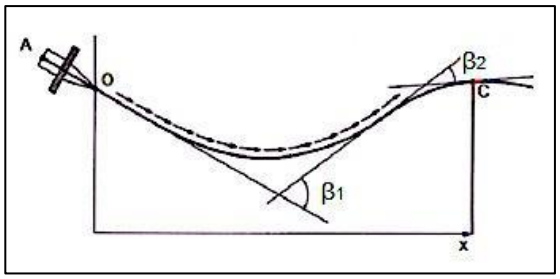


Figure V.7 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

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

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy (MPa)	Δσφ Moy (%)
C1	17.5	0.067	0.047	65.01		
C2	17.5	0.095	0.052	71.88	**70.04**	**4.95%**
C3	17.5	0.101	0.053	73.24		

φ = 0.002 (m-1)	f = 0.18	σ_{p0} = 1416 MPa

V.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

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

Avec :

K(x) : en fonction de l'abscisse x : $K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$

ℓ : longueur de la moitié de la poutre.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $\mathbf{d} = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$

k : constante : $\mathbf{k} = \mathbf{f} \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi$

g : intensité du recul d'ancrage, **g = 4 mm**.

Tableau V.9 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσp(l/2) (MPa)	Δσp(0) (MPa)
C1	17.5	0.0027	17.31	**0**	**131.69**
C2	17.5	0.0030	16.44	**0**	**138.64**
C3	17.5	0.0030	16.29	**0**	**139.98**

V.5.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

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

Avec :

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

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

A_p : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau V.10 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

M_p	2.40 MN.m
E_{ij}	35 981.73 MPa
n câble	3
e	0.73 m
B	0.68 m^2
I_G	0.25 m^4

σ_b	17.04 MPa
σ_e	44.99 MPa
σ_e	3.18 %

V.5.2. PERTES DE TENSION DIFFEREES

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée **$\Delta\sigma d\ (x)$.**

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée **$\sigma pf\ (x) = \sigma 0 - \Delta\sigma i(x) - \Delta\sigma d(x)$.**

V.5.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi_r\left[1 - r(t_0)\right]$, avec :

ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2*10^{-4}$;

r(t) : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa

$\Delta\sigma_r \approx 38\ MPa \rightarrow \Delta\sigma\ r = 2,68\ \%$

V.5.2.2. Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times \left[\sigma_{max} + \sigma_b\right]$$

σ_{max}: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension ;
σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;
j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\begin{cases} \sigma_{Max} = \dfrac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n\ A_p\left(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}\right)\left[\dfrac{1}{B} + \dfrac{e_0^2}{I_G}\right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{-M_f}{I_G} \cdot e_0 + n\, A_p \left(\sigma_0 - \Delta\sigma_T\right)\left[\dfrac{1}{B} + \dfrac{e_0^2}{I_G}\right] \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Valeurs des Pertes par fluage.

Coefficient	Valeur
Mp (MN)	4.46
$e_{(p+D)}$ (m)	1.01
P(MN)	5.30
I_{nette} (m^4)	0.427
B_n (m^2)	1.004
V'n (m)	1.246
σ_b (MPa)	7.33
$\Delta\sigma$fl (MPa)	96.72
$\Delta\sigma$fl (%)	6.83

V.5.2.3. Perte par relaxation

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

$\rho_{1\,000}$ (%) : Relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$ =	59.52	MPA
$\Delta\sigma_p$ =	4.20	%

V.5.3. PERTES TOTALES

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

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

Tableau V.13 : Valeurs des pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	115.04	8.12
$\Delta\sigma_{Diff}$	184.32	13.02
$\Delta\sigma\infty$ =	299.36	**21.14**

V.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Notre but dans cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

V.6.1. Les sections de vérifications

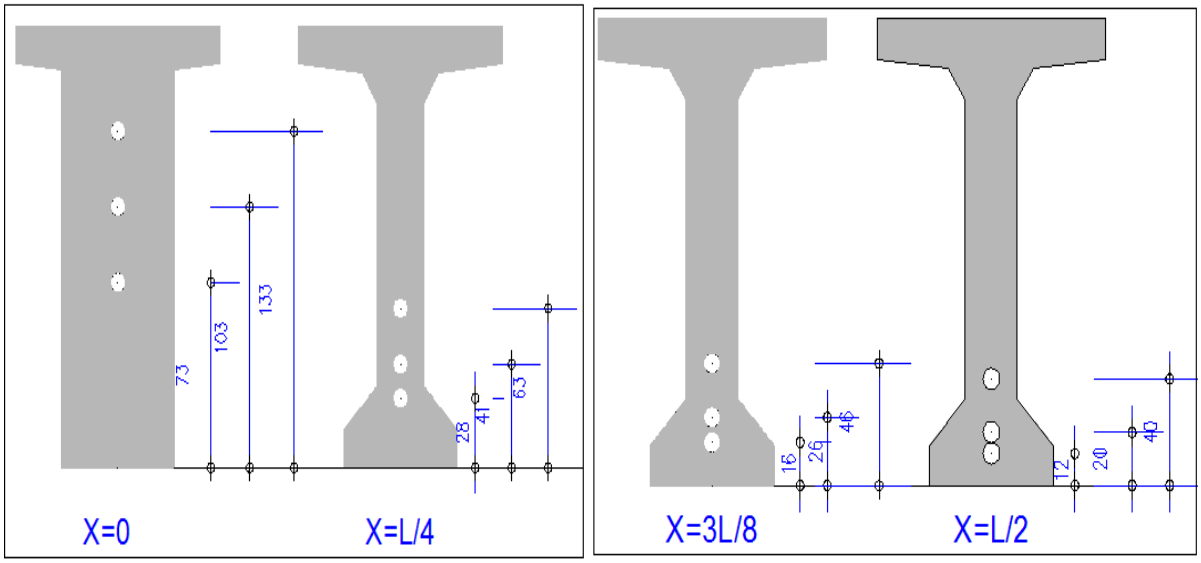


Figure V.8 : Les sections de vérification.

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0) pour la vérification des contraintes tangentielles.

V.6.2. Limitation des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Limitation des contraintes

$j \geq 28$ jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$	=	21.00 MPA	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	=	-4.05 MPA	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	=	-1.89 MPA	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	=	-2.70 MPA	Q.Rares

j = 7 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$	= 13.91 MPA	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	= -2.99 MPA	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	= -1.39 MPA	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	= -1.99 MPA	Q.Rares

V.6.3. Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2012.

Tableau V.15 : Caractéristiques nettes des sections.

	X=0		X = L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle	Poutre seule	Poutre+ Dalle
H (m)	1.75	1.95	1.75	1.95	1.75	1.95	1.75	1.95
B_{nette} (m^2)	1.116	1.436	0.660	0.980	0.660	0.980	0.660	0.980
v_n (m)	0.819	0.815	0.777	0.691	0.773	0.688	0.772	0.688
v'_n (m)	0.931	1.136	0.973	1.260	0.977	1.262	0.978	1.263
I_{nG} (m^4)	0.315	0.526	0.244	0.411	0.242	0.407	0.241	0.406
ρ (%)	36.96	39.59	48.94	48.22	48.46	47.83	48.25	47.67

V.6.4. Justification de la poutre à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

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

$P2 = 0.98\ P0 - 1.2\ \Delta P$; $P0 = 2.35$ MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câble	% Mt	ΔP %	P1 (MPa)	P2 (MPa)	d x=0 (m)	d L/4 (m)	d 3L/8 (m)	d x=L/2 (m)
Phase 1	3	50	4.06	3.49	3.29	1.03	0.44	0.29	0.24
Phase 2	3	100	8.12	6.74	6.23	1.03	0.44	0.29	0.24

Phase 3	3	100	14.63	6.38	5.68	1.03	0.44	0.29	0.24
Phase 4	3	100	21.14	6.01	5.13	1.03	0.44	0.29	0.24

V.6.4.1. Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

P : effort de précontrainte.
B_n : surface nette de la section considérée.
I_n : inertie nette de la section considérée.
e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		X=0	X=L/4	X=3L/4	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/4	X=L/2
e (m)		-0.10	0.53	0.68	0.74	-0.10	0.53	0.68	0.74
MEls		0.00	1.77	2.25	2.40	0	1.77	3.109	2.40
P1 (MN)		3.49	3.49	3.49	3.49	6.74	6.74	6.74	6.74
P2 (MN)		3.29	3.29	3.29	3.29	6.23	6.23	6.23	6.23
σMax (MPa)	σsup	4.03	5.00	4.84	4.74	7.79	4.41	5.42	1.96
	σinf	2.10	5.64	8.03	5.97	4.06	17.50	16.28	20.68
σMin (MPa)	σsup	3.80	5.03	4.98	4.91	7.20	4.50	5.76	2.39
	σinf	1.98	4.92	7.18	5.07	3.75	15.63	14.09	18.36

Tableau V.18 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

	Phase 3				Phase 4			
	X=0	X=L/4	X=3L/4	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/4	X=L/2
e (m)	0.11	0.82	0.97	1.02	0.11	0.82	0.97	1.02
MEls	0.00	2.61	3.31	3.5422	0	3.0133	3.83647	6.99
P1 (MN)	6.38	6.38	6.38	6.38	6.01	6.01	6.01	6.01
P2 (MN)	5.68	5.68	5.68	5.68	5.13	5.13	5.13	5.13

σMax (MPa)	σsup	3.40	2.11	1.66	1.46	3.20	2.92	2.78	7.57
	σinf	5.89	14.52	15.39	15.78	5.55	11.99	12.27	3.49
σMin (MPa)	σsup	3.03	4.79	5.15	1.95	5.30	5.84	5.65	8.19
	σinf	5.25	12.07	12.59	12.85	4.74	8.88	8.74	-0.20

V.6.4.2. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_2}^2$$

Si $\sigma x < 0{,}4.f\ cj$ on a $\overline{\tau 1} < \overline{\tau 2}$, donc on vérifie r juste que $\tau < \overline{\tau 1}$

$\boldsymbol{\tau}$: contrainte tangentielle.

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

❖ **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :** $\sigma_x = \dfrac{P}{B_n}$, avec : $P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos \alpha_i$

P : effort de précontrainte ;

$\mathbf{B_n}$: surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Effort de précontrainte

		α (°)	P cos α	P sin α
P1	1.86	3.90	1,85	0,13
P2	1.86	5.30	1,85	0,17
P3	1.86	6.19	1,85	0,20
Somme			**5.55**	**0.50**

❖ **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :**

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red}\,.\,S_n(y)}{I_n\,.\,b_n} \quad \text{, Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$\mathbf{V_{red}}$: effort tranchant réduit.

Sn : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section.

$\mathbf{I_n}$: moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Contrainte tangentielle « τ »

B_n (m^2)	σ_x (MPa)	τ_1(MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n(m^3)	I_n (m^4)	b_n (m)	τ (MPa)
1.44	3.86	2.76	0.95	0.45	0.46	0.53	0.27	1.46

On constate que :

$$\tau = 1.46\ MPa \leq \tau_1 = 2.76\ MPa$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.6.4.3. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

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

Avec :

$\mathbf{B_t}$: aire de la section du béton en traction.

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

NBt : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où :

Application Numérique :

$$As = \frac{0.0279}{1\ 000} + \left(\frac{0.0028}{500} \times \frac{2.7}{0.2}\right)$$

$$As = 1.03\ cm^2/m$$

On prend :

2HA 12 = 2.26 cm2

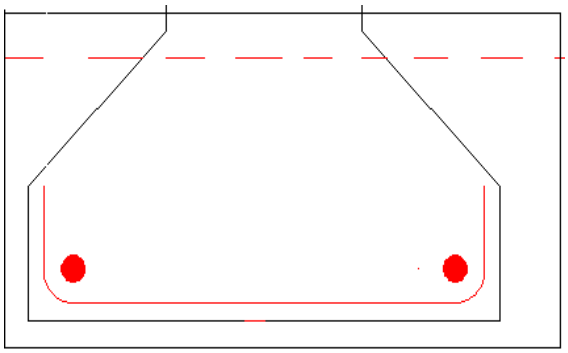


Figure V.9 : Ferraillage de zone tendue.

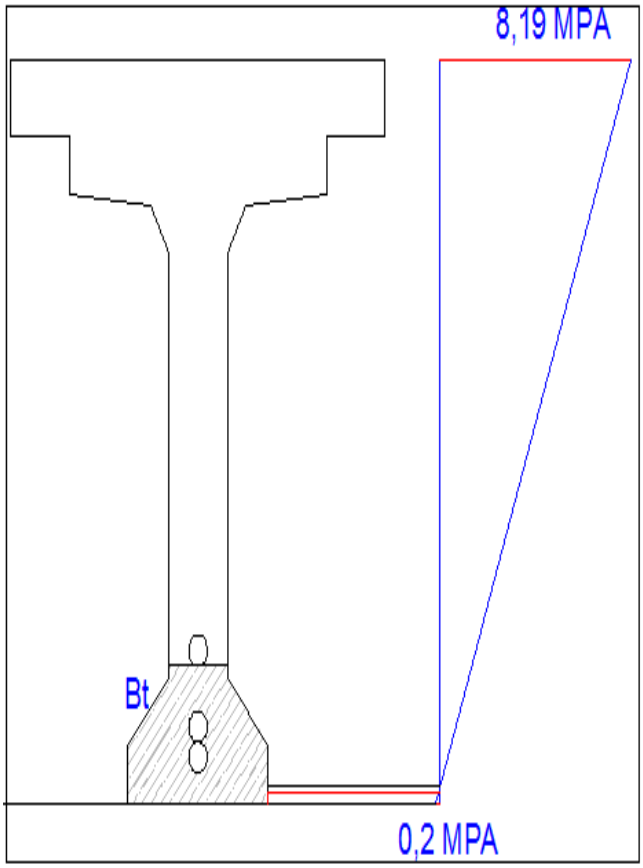


Figure V.10 : Diagramme des contraintes à mi travée.

V.6.5. Justification de la poutre à l'ELU

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

- La première étape consiste à déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$;

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \dfrac{V_{u\text{-}red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$.

Tableau V.21 : Détermination l'angle β_u.

V_{ult} =	1.35	MPa
V_{red} =	0.85	MPa
S_n =	0.46	m³
I_n =	0.53	m4
b_n =	0.27	m
F_{t28} =	2.70	MPa

B_n =	1.44	m²
σ_x =	3.86	MPa
τ_u =	2.76	MPa
β_u =	27.53	°

On prend : β_u = 30 °

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

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

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

s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6.67\ cm^2/m$$

- Le pourcentage minimum a disposé :

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

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} = 3.72\ cm^2/m$$

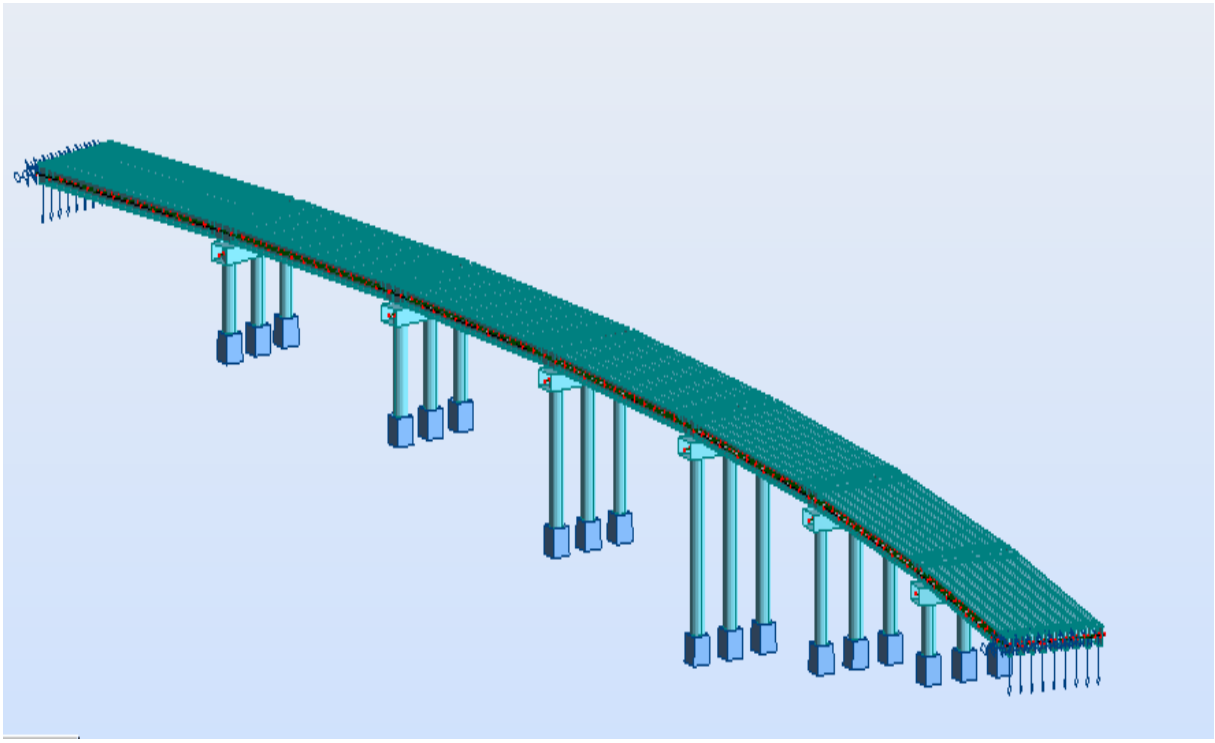
Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12.5 cm à l'appui et 20 m à mi- travée. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau_u \leq f_{c28}/6 = 5.83$ MPa ce qui est vérifiée.

V.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

On va dans le chapitre suivant faire une étude sur notre tablier (hourdis, équipement…ets)



CHAPITRE VI.

ETUDE DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Le tablier est élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

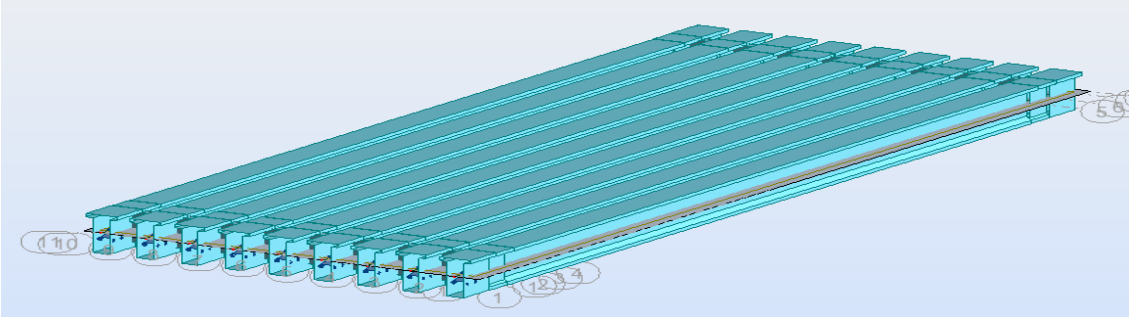


Figure VI.1 : Vue en 3D du tablier de pont.

VI.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaitre sur certaines sections.

On utilise Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour la détermination des différentes flèches

VI.2.1. Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie.

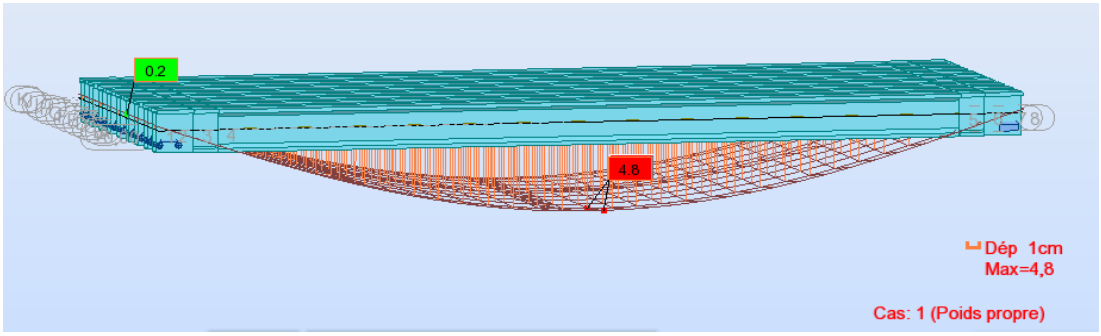


Figure VI.2 : Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à 4.8 cm.

VI.2.2. Contre flèche de précontrainte

Données de calcul :

$P_{Câble\ moy}$ = 6.74 MN (mise en tension a 100 %)

e_0 = - 10.0 cm

e_1 = 74 cm

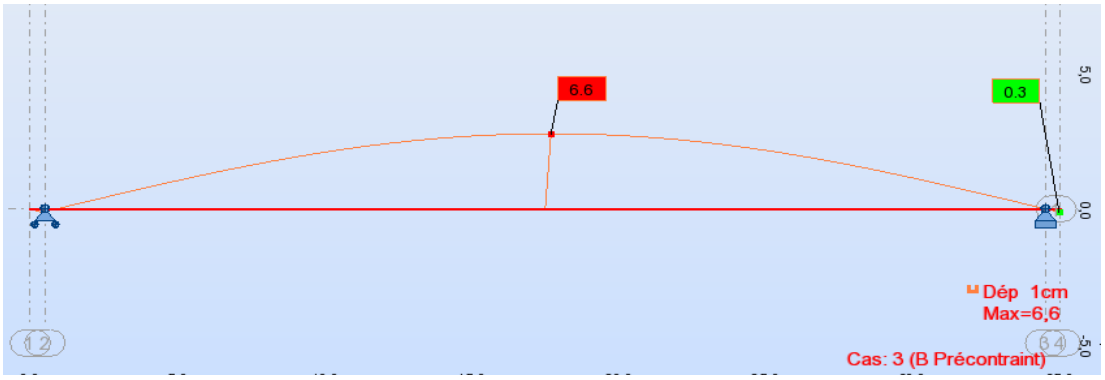


Figure VI.3 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.6 cm.

f_p = - 6.6 cm

VI.2.3. Flèche due à la construction

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

$$fe = \frac{3}{4}(|fp| - fg) = fe = \frac{3}{4}(|-6{,}6| - 4{,}8) = 1{,}35 \text{ cm}$$

VI.2.4. Flèche maximale à ELS

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

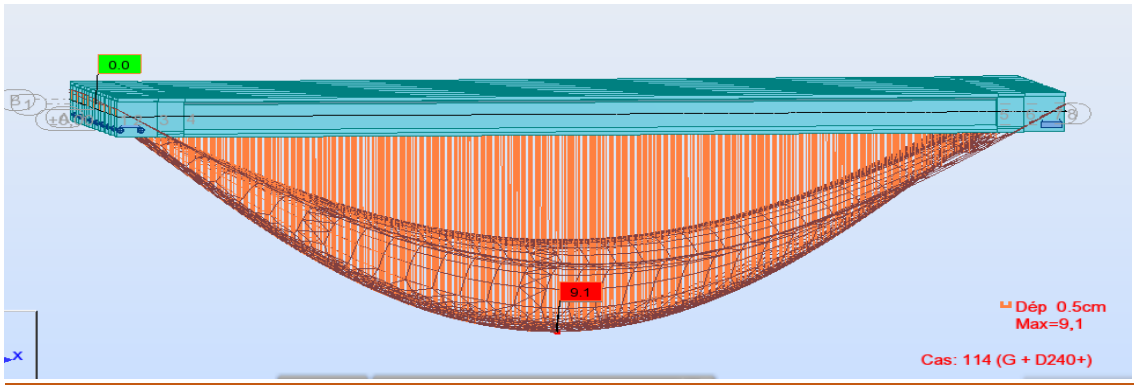


Figure VI.4 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 9.10 cm.

f_{ELS} = 9.10 cm

VI.2.5. Flèche totale

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

$$ft = fc + fp + fELS = (1{,}35 + (-6.6) + 9.10) = 3.85 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : ft = 3.85 cm est inférieur à la flèche admissible : (fadm = L/500 =35/500 = 7 cm) → $ft < fadm$

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

VI.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1. Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 7 points de vérinage par entretoise.

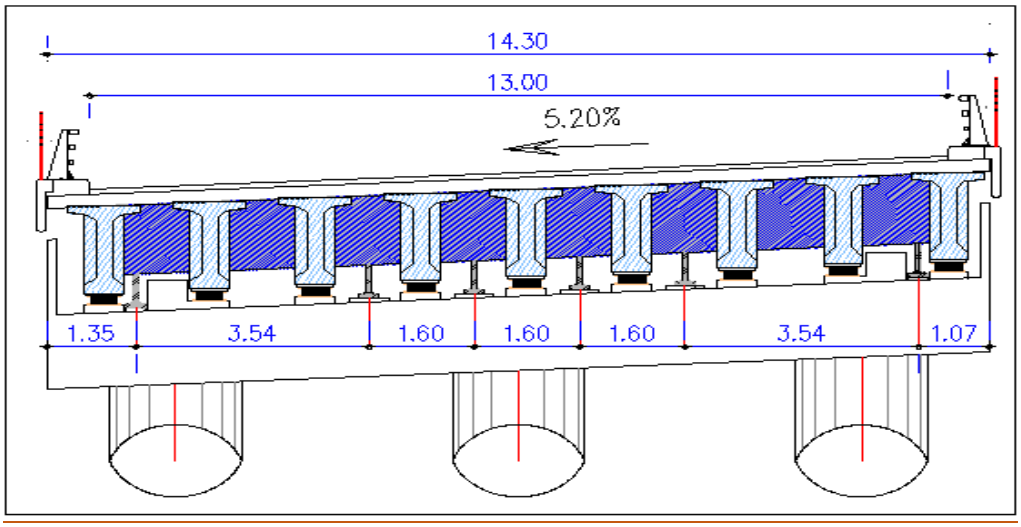


Figure VI.5 : Positions des vérins.

VI.3.2. Evaluation des efforts

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

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : G_{Tabier} = **406.57 KN/ml**

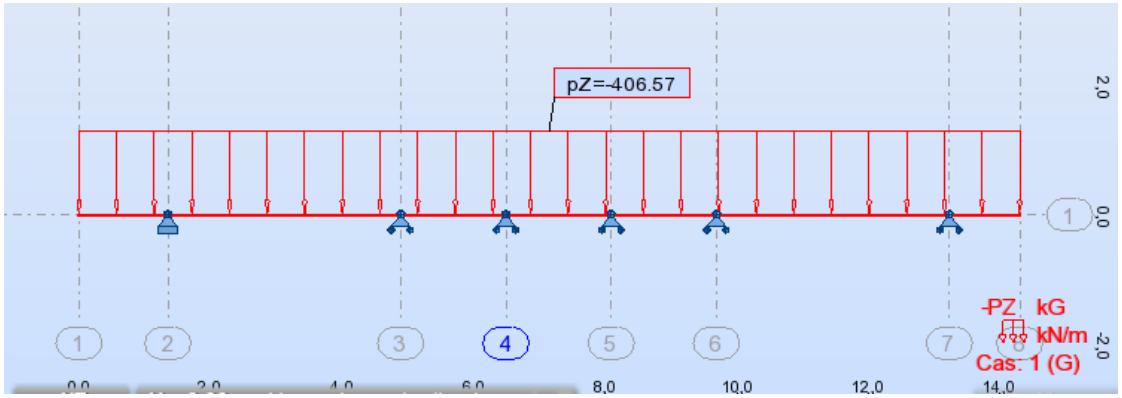


Figure VI.6 : Modélisation de l'entretoise.



Figure VI.7 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.

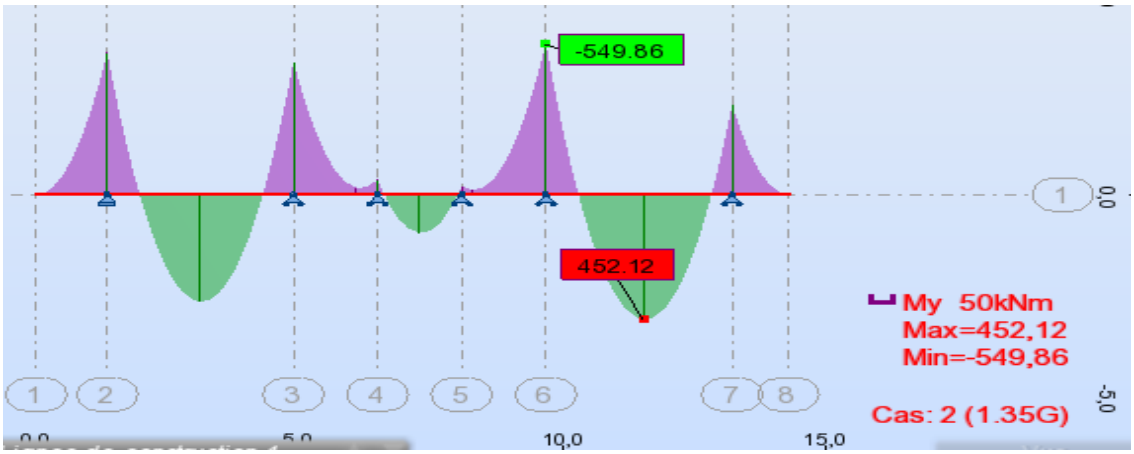


Figure VI.8 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.

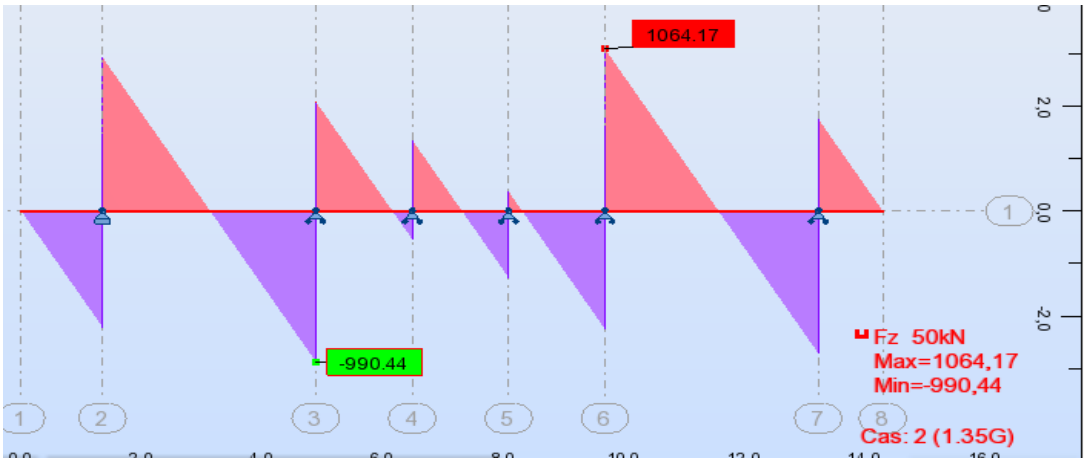


Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VI.3.3. Ferraillage

D'après les diagrammes ci -dessus on a

Les moments max sont :

Fibre supérieure : Mmax = 407.31 KN.m

Fibre inférieure : Mmax = 334.91 KN.m

La section de ferraillage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.3.3.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)

- **Armatures principales**

As = 13.2 cm2 **Voir Annexe D**

On opte pour 7HA16 (As = 14.07 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures de peau (sens des poutres)**

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

On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

VI.3.3.2. Ferraillage nappe inférieure

- **Armatures principales**

As = 10.70 cm2 **Voir Annexe D**

On opte pour 7 HA14 (As = 14,07 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

VI.3.3.3. Cadres transversales (Effort tranchant)

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 15 cm. **Voir Annexe D**

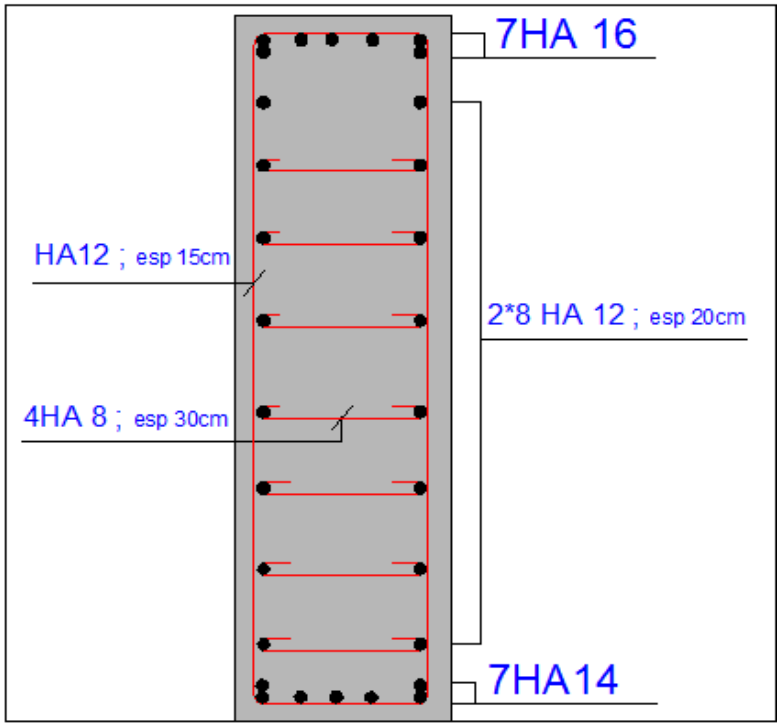


Figure VI.10 : Ferraillage de l'entretoise.

VI.4. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis 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.

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

- **Géométrie de l'hourdis**

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm
- La largeur :14.3 m
- La longueur : le long de l'ouvrage

- **Evaluation des efforts**

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

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 3 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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

- **Mmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V)**

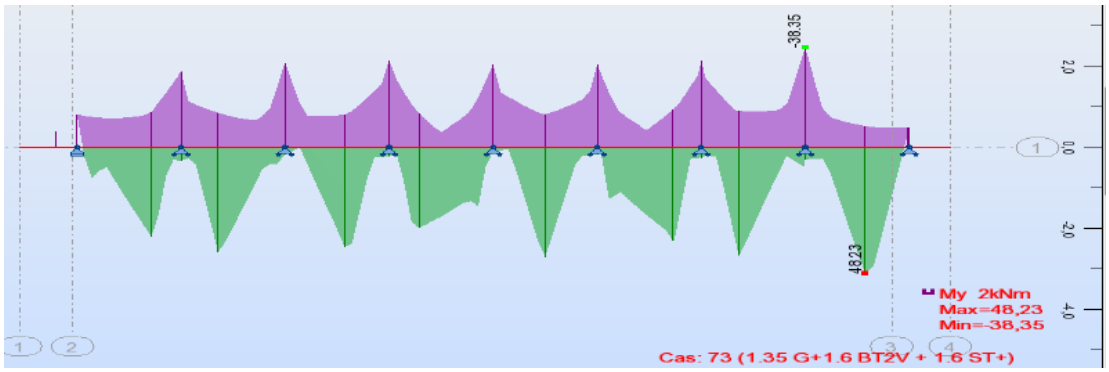


Figure VI.11 : Moment Max- Dalle à ELU.

- **Tmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V)**

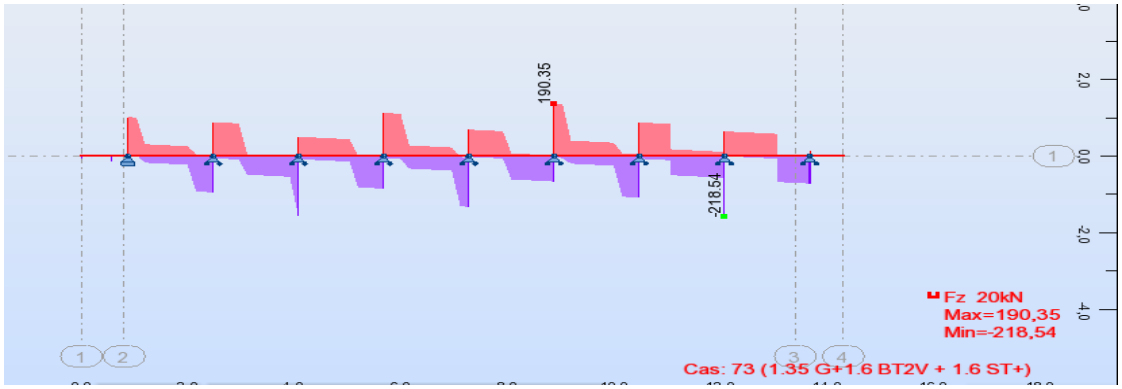


Figure VI.12 : Effot tranchant Max- Dalle à ELU.

- **Mmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

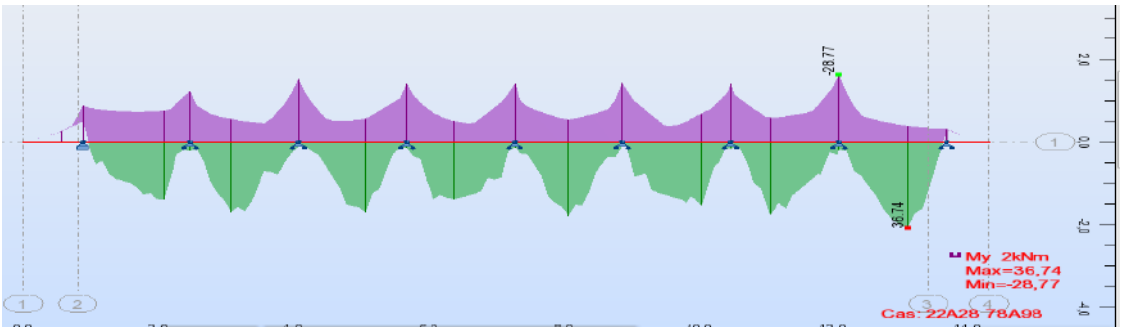


Figure VI.13 : Moment Max- Dalle à ELS.

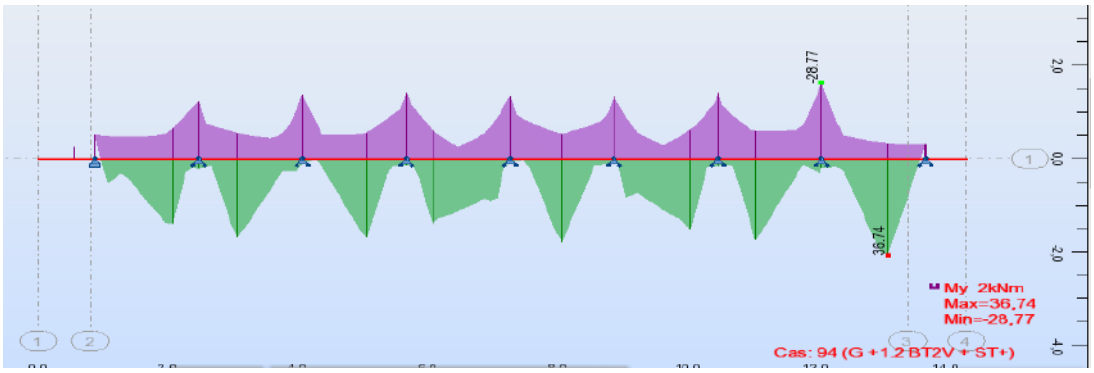


Figure VI.14 : Moment Max- Dalle à ELS.

- **Tmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

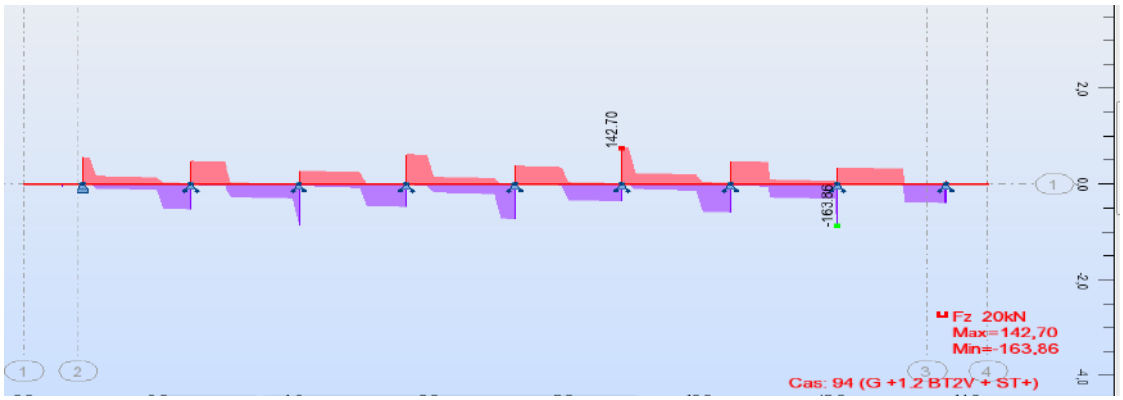


Figure VI.15 : Effot tranchant Max- Dalle à ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus on a
Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 38.35 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELU} =48.23 KN.m

Les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 28.77 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELS} = 36.74 KN.m

VI.4.1. Ferraillage

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.4.1.1. Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure : M_{ELS} = 28,77 KN.m

: M_{ELU} = 38,35 KN.m

- **<u>Armature transversale</u>**

As = 6.2 cm^2 / ml **<u>Voir Annexe D</u>**

On opte pour 2 HA14 (As = 3.08 cm^2) +2 HA16 (As = 4.02 cm^2).

Donc As tot = 7.10 cm² avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

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

On opte pour 6 HA10 (As = 4.71cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

VI.4.1.2. Ferraillage nappe inferieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure : M_{ELS} = 36.74 KN.m

: M_{ELU} =48.23 KN.m

- **Armature transversale**

As = 7.8 cm2 / ml **Voir Annexe D**

On opte pour 4 HA16 (As = 8.04 cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal : C = 3cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As

On opte pour 6 HA 10 (As = 4.71 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal : C = 3cm.

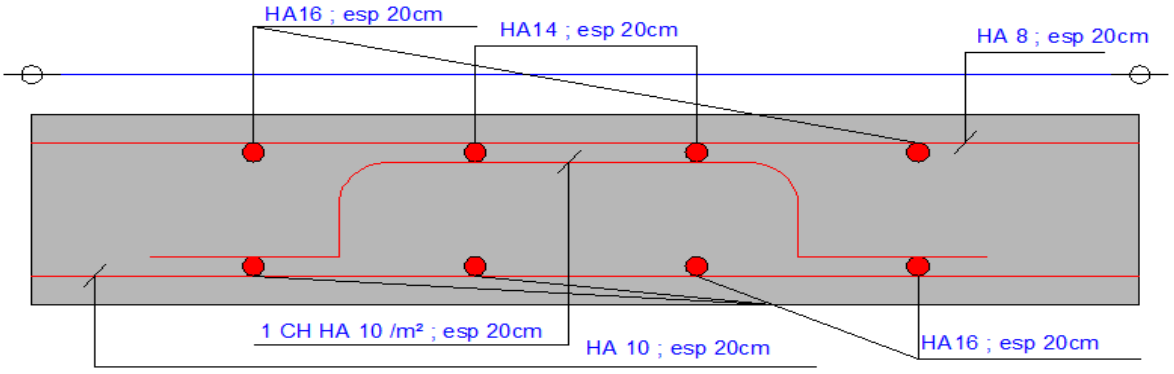


Figure VI.16 : Ferraillage de l'hourdis.

VI.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

VI.5.1. Armature de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12 (As = 2.26 cm²), avec un espacement de 20 cm.

VI.5.2. Ferraillage minimal

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_n \times \gamma_s} \geq 0{,}4\ MPa$$

Pour la suite de la poutre on choisit la même section que celle des armatures de peau c'est à dire At = 2.26 cm². (Un cadre HA12).

Pour l'espacement il doit vérifier la condition suivante :

St ≤ Min (1m ; 0.8h; 3b0), St ≤ 1m

On prend : St = 20 cm.

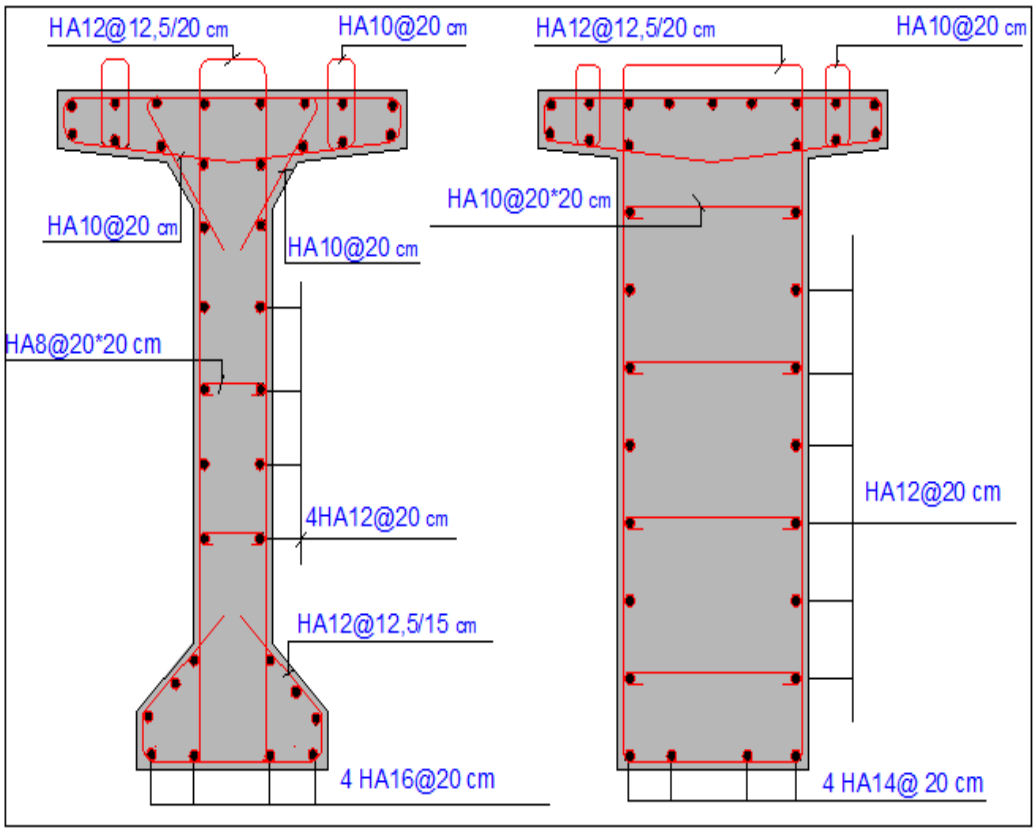
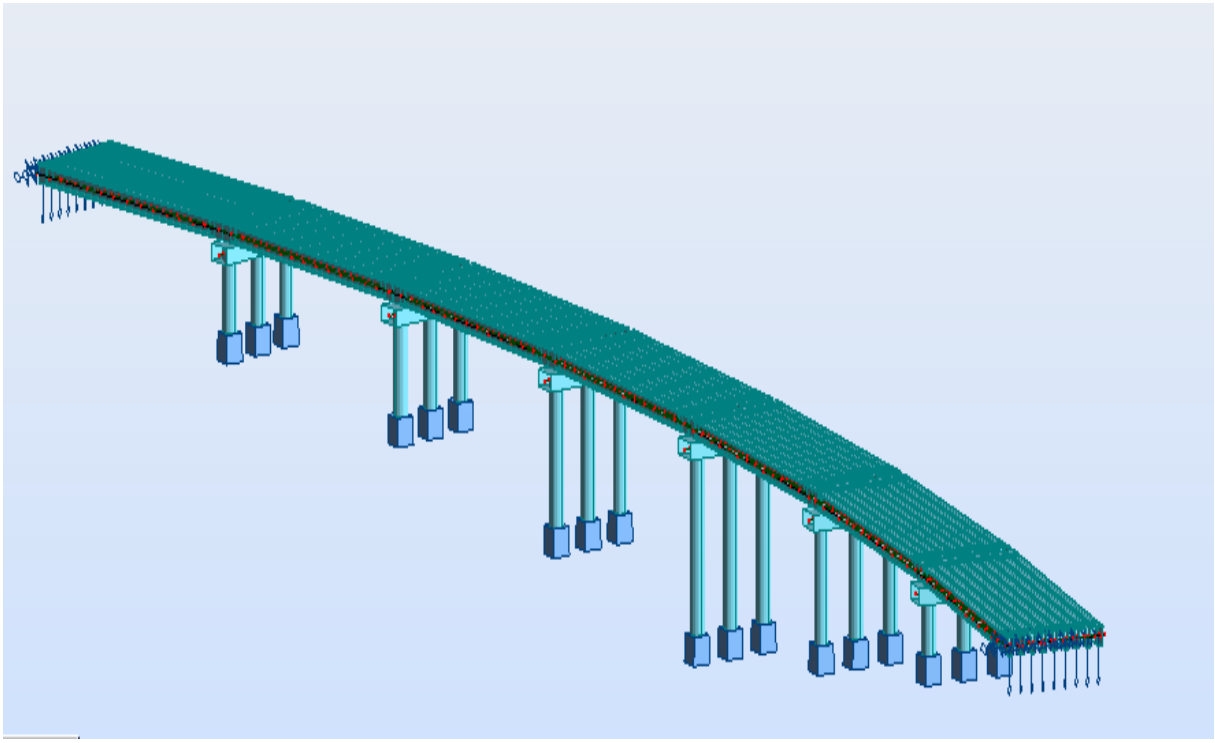


Figure VI.17 : Ferraillage de la poutre.

VI.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre j'ai pu dimensionner et vérifier l'hourdis du pont, comme on a déjà dit dans l'introduction. Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.



CHAPITRE VII.

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.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.

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

VII.2. APPAREIL D'APPUI

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publie par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

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

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

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

Selon Guide Technique SETRA

- **Aire l'appareil d'appui :**

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

$$\mathbf{R_{max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20\ MPa}$$

Avec :

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
$\mathbf{R_{max}}$: réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max} = 1.35 MN).

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

D'où : $\mathbf{a \times b \geq 675\ cm^2}$

On prendra : a = **400 mm** et b = **300 mm**

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

$$\mathbf{40.00 \leq T \leq 80.00\ mm}$$

Respectant la condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

- **Dimensionnement des frettes :**

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

Avec :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 9.52 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 11.25\ MPa \end{cases}$$

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

G = 0.90 MPA (cas statique).

D'où : **ts = 2.01 mm**

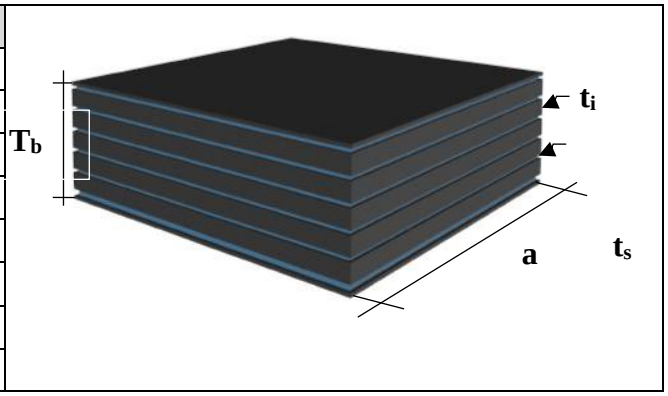
On prendra : Feuillets d'élastomère : t_i = 10 mm.

Frettes métalliques de : ts = 3 mm.
Enrobage des chants : 4 mm.
Enrobage extérieur : 5 mm.
T : épaisseur totale de l'élastomère
n : nombre de feuillets élémentaires

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

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

Dimensions	Valeurs (mm)
a	400
b	300
t_i	10
t_s	3
n	4
e	45
T_b	65
T	50



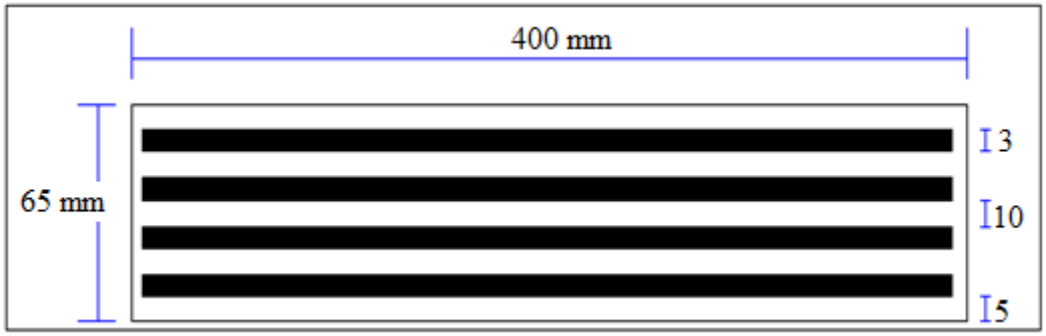


Figure VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

VII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

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

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad ; \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad ; \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} **= 27 MPa**.

Application Numérique :

A = 400 mm ; b = 300 mm ; T = 50 mm ; n = 18 ; E = 33 000 MPA

➔ $k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$ **= 2.88 MN/m**

Tableau VII.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	I (m^4)	$K_{Appareilsd'appuis}$ (MN/m)	Na-apps	$K_{Longitudinale}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.88	9	INF	25.92
P1	7.10	0.79	2.88	18	651.40	48.02
P2	9.00	0.79	2.88	18	319.81	44.61
P3	13.00	0.79	2.88	18	106.12	34.83
P4	16.5	0.79	2.88	18	51.90	25.94
P5	11.0	0.79	2.88	18	175.17	40.00
P6	5.40	0.79	2.88	18	1480.62	50.09

Donc la raideur totale est donnée sous forme :

$K_{long} = \sum K_{appuis-i}$ **= 295.5 MN/m**

Tableau VII.3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis.

Appuis	H (m)	I (m^4)	$K_{Appareilsd'appuis}$ (MN/m)	Na-apps	$K_{Transversale}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.88	9	INF	25.92
P1	7.10	172.25	2.88	18	47 645.22	51.76
P2	9.00	172.25	2.88	18	23 391.97	51.70
P3	13.00	172.25	2.88	18	7.76	6.75
P4	16.5	172.25	2.88	18	3.80	3.54
P5	11.0	172.25	2.88	18	12.81	10.27
P6	5.40	172.25	2.88	18	108.30	35.05

VII.4. ETUDE SISMIQUE

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

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

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : **A = 0.2.**

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

VII.4.1. La méthode monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : $\mathbf{M_T}$ **(**$\mathbf{M_T}$ **= G)**.

G : le poids propre total du tablier.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi)$.

➔ $\mathbf{M_P}$ **= 22 818.916 KN**

$M_T = G$

➔ $\mathbf{M_T}$ **= 71 859.92KN**

$M_P \leq 0.43\ M_T$ ➔ **Condition Vérifiée.**

❖ **Angle de biais :**

➔ **Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais)**

❖ **Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large, suivi par une partie droite. ➔ **Condition Vérifiée**

❖ **Symétrie transversale**

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

Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

VII.4.1.1. Evaluation d'efforts sismiques longitudinaux

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$\mathbf{M_T}$: est la masse effective totale du tablier **: M_T = 7 185.99 t.**

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

$$F_L = M_T \times Sa\,(T)$$

$$Sae(T,\xi)=\begin{cases} \&AgS\left(1+\dfrac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ \&2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T2}{T}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

(T1, T2) = *f* (S2) ➔ **(T1, T2) = (0.15 ; 0.40)** et **S = 1.1**.

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

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; **(béton armé)**

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1**.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{M/K}$$

Application Numérique :

T = 0.98 s

T2 < T < 3.00 s ➔ Sae(T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T_2/T) ➔ **Sa = 2.20 m/s²**.

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➔ F_L = 2.20 × 7 185.99 ➔ **F_L = 15 809.18 KN.**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \ ; \ d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VII.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F_L (KN)	1 386.71	2 569.06	2 386.62	1 863.40	1 387.78	2 139.99	2 679.80
d_L(m)	0.0535	0.0535	0.0535	0.0535	0.0535	0.0535	0.0535

VII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

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

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$F_T = M_T \times Sa\ (T)$ où **M_T = 7185.99 t.**

Application Numérique :

T = 0.89 s

T2 < T < 3.00 s ➔ Sae(T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T_2/T) ➔ **Sa = 2.42 m/s²**.

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➔ F_L = 2.42 × 7 185.99 ➔ **F_L = 17 390.00 KN**.

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VII.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
F_T (KN)	2299	459.045	1684.02	598.70	320.21	856.43	3108.85
d_T(m)	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048

VII.4.1.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou (**IIa**) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VII.4.2. Méthode du Spectre de Réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

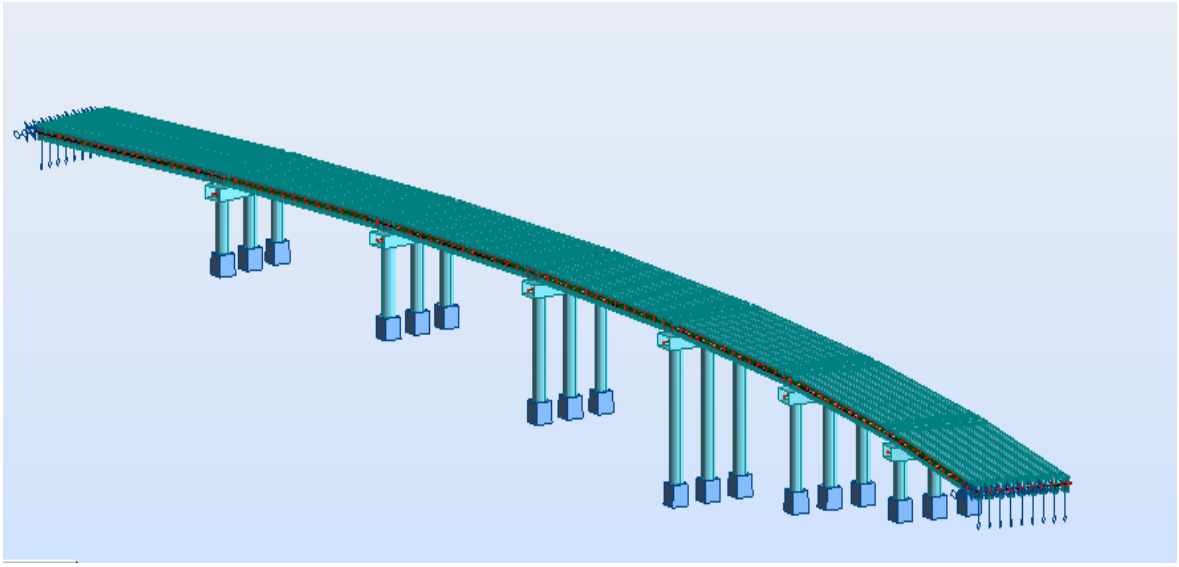


Figure VII.2 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

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

$$\mathbf{Sae\,(T,\xi)} = \begin{cases} \mathbf{AgS}\left(1+\dfrac{\mathbf{T}}{\mathbf{T_1}}(2.5\eta-1)\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2.5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2.5\eta AgS}\left(\dfrac{\mathbf{T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ \mathbf{2.5\eta AgS}\left(\dfrac{\mathbf{3T_2}}{\mathbf{T^2}}\right) & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

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

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

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :
(T1, T2) = *f* (S2) = (0.15 ; 0.40)

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

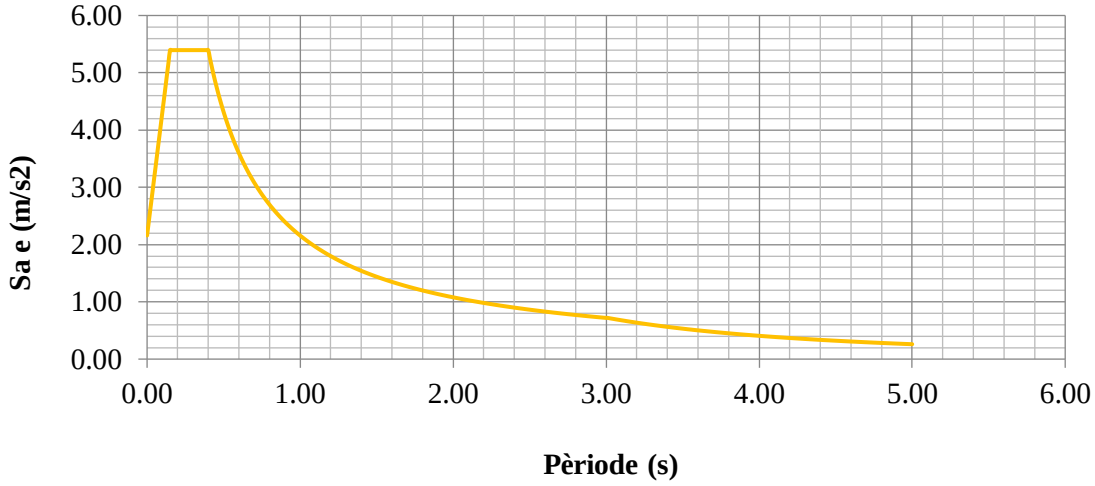


Figure VII.3 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale

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

$$\mathbf{Sae}(T,\xi) = \begin{cases} \alpha \mathbf{Ag}\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

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

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

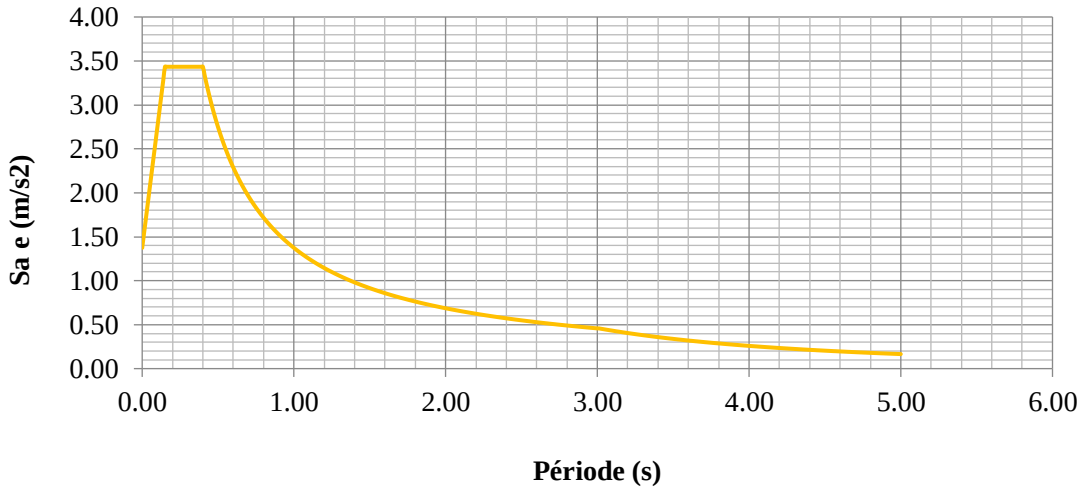


Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

VII.4.2.3. Modes 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 $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T (ou **70%** à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Mais afin de ne pas négliger l'effet de séisme vertical, on examine les 55 premiers modes, pour lesquels la participation dans le sens Z atteint 59.53 %

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

Tableau VII.6 : Modes Propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1.13	**41.77**	0.00	0.00	**41.77**	0.00	0.00
2	0.99	0.89	10.19	0.00	42.66	10.20	0.00
3	0.98	0.45	**24.13**	0.00	43.12	34.33	0.00
4	0.94	23.20	0.58	0.00	66.32	34.91	0.00
5	0.94	3.42	1.53	0.00	69.74	36.44	0.00
6	0.93	1.42	3.01	0.00	71.16	39.45	0.00
7	0.92	0.30	22.69	0.00	71.46	62.13	0.00
8	0.92	0.02	3.56	0.00	71.49	65.69	0.00
9	0.91	12.00	0.13	0.00	83.49	65.82	0.00
10	0.91	0.56	11.13	0.00	84.05	76.95	0.00
11	0.91	0.03	0.13	0.00	84.08	77.08	0.00
…	…	…	…	…	…	…	…
55	0.15	0.00	0.00	0.00	**94.74**	88.97	59.53

VII.4.2.4. Combinaison des réponses modales

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun des modes 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.

VII.4.2.5. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z$$
$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z$$
$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y$$

E_x, E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4.2.6. Efforts et déplacements sismiques

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, et en appliquant les trois paragraphes ci-dessus, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui. Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$$F_L = K_L \times U_L \quad \text{et} \quad F_T = K_T \times U_T$$

K_L et K_T : sont les raideurs longitudinales et transversales des appuis en cas sismiques

Tableau VII.7 : Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme.

PILES	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	C02
FL	139.94	816.69	821.95	774.33	941.40	827.10	790.81	138.65
UL (mm)	539.892	166.94	184.25	222.31	362.91	206.77	197.70	535.51
FT	137.88	779.34	884.47	954.18	750.76	1018.31	1080.50	137.88
UT (mm)	531.94	150.56	171.04	141.36	212.08	991.53	308.27	531.94

VII.4.3. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VII.4.3.1. Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1.35\ MN \rightarrow \sigma_m = 11.25 \leq 20\ MPa \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

VII.4.3.2. Stabilité au flambement

On doit vérifier : $\gamma s \times Pu \leq Pc$

$$\mathbf{Pc} \leq \frac{\mathbf{4 \times G \times B \times S^2 \times D}}{\mathbf{h}} \; ; \; \mathbf{S} = \frac{\mathbf{a \times b}}{\mathbf{2 \times t(a+b)}} .$$

γs : le coefficient de sécurité ; **γs =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 frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
H : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
S : le facteur de forme.
h_c : épaisseur totale du caoutchouc.
t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application Numérique :

S = 8.57.

Pc = 6.35 MN.

Pu = 1.35 MN.

γs × Pu = 4.05 ≤ Pc = 6.35 MN → c'est vérifiée

VII.4.3.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier : **δ = tan.γ < δc**

La distorsion **δ** des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique **δc**.

$$\begin{cases} \mathbf{\delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25-p)} & \mathbf{si\ p \leq 0.25} \\ \mathbf{\delta c = 1.4\,(1 - 2p)} & \mathbf{si\ p > 0.25} \end{cases}$$

Avec :
p = Pu/Pc
δ0 = c/Tb
δ = d/Tb
c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 300mm**).
δ : la distorsion de l'appareil d'appui.
d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

T_b = 65 mm

p = 0.21 ≤ 0.25 → **δc = 1.29**

$d = d_{seisme} + d_{flv} + 0.4\, d_T = (0.083\text{-}0.042) + 0.0094 + 0.0059 \times 0.4 = 0.053$ m

δ = 0.81 < δc = 1.29 → c'est vérifiée.

$\delta = 1.78 \times 10^{-3} < \delta c = 1.29$ → c'est vérifiée.

VII.4.3.4. Condition de non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$\mathbf{H < f \times N}$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$

Application Numérique :

Pile :

$N = (R_g) /n_{app} = 9.936/18 = 0.552$ MN.

$\sigma_m = 4.60$ MPa. D'où : $f = 0.10 + 0.6 /4.60 = 0.23$

$H = E_1 + H_{flv} + 0.4\ H_T = 0.0717$ MN.

$0.0717 < 0.23 \times 0.552 = 0.127$ MPa. → C'est vérifiée

Culée :

$N = (R_g)/n_{app} = 4.968 / 9 = 0.552$ MN.

$\sigma_m = 4.60$ MPa. D'où : $f = 0.10 + 0.6 /4.60 = 0.23$

$H = E_1 + H_{flv} + 0.4\ H_T = 0.035$ MN.

$0.035 < 0.23 \times 0.552 = 0.127$ MPa. → Condition vérifiée

VII.5. DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis

- **Dimension en plan**

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 = 550 mm.
B = b + 100 + 50 = 300 + 100 + 50 = 450 mm.

- **Hauteur du dé d'appuis**

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$\mathbf{H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}}$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$H \geq 171.43$ mm

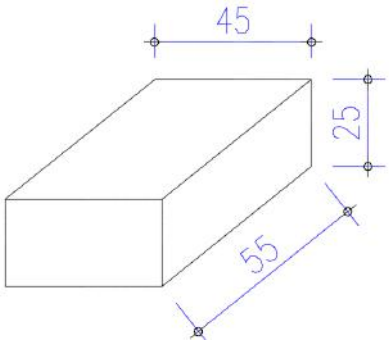


Figure VII.5 : Dimensions du dé d'appui.

VII.5.2. Ferraillage des dés d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **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.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% N_{max} :

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.25 \times 1.35}{434.78} = 7.76\ cm^2$$ ➔ Soit 6HA14. (As = 9.24 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.

$$Ah = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 1.35}{434.78} = 3.88\ cm^2$$ ➔ Soit 4 HA12. (As = 4.52 cm²)

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 1.35}{434.78} = 1.24\ cm^2$$ ➔ Soit 2 HA10. (As =1.57 cm²)

- **Frette inferieure**

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

$$Ai = \frac{0.10 \times N}{\sigma s} = \frac{0.10 \times 1.35}{434.78} = 3.10\ cm^2$$ ➔ Soit 3HA12. (As = 3.39 cm²)

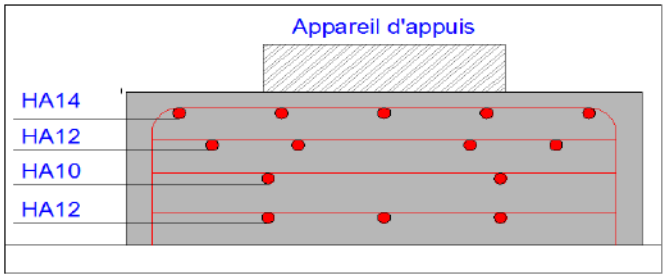


Figure VII.6 : Ferraillage du dé d'appui.

VII.5.3. Les plaques de fixation

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

VII.6. PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 60 cm.
- La section en plan est (60×60) cm².

VII.7. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle, aussi il fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic.

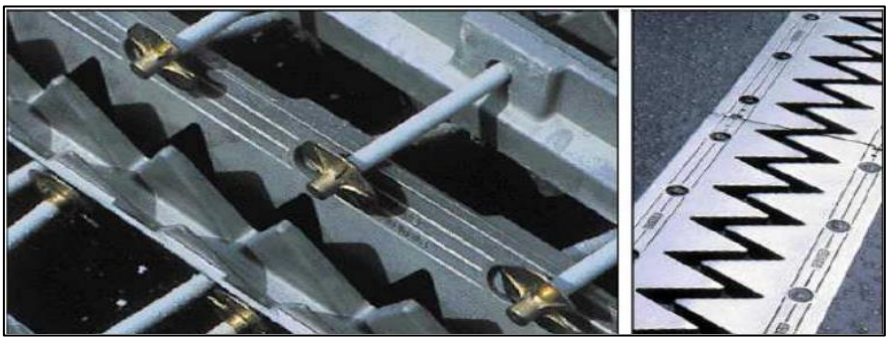


Figure VII.7 : Joint de chaussée.

VII.7.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode spectrale. (Ws = $d_{siesme\ long}$ = 8.3 cm)

- Le souffle thermique : $\mathbf{W_T = L \times \xi_T}$.
- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) **:** $\mathbf{W_D = L \times (\xi_f + \xi_r)}$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 35 m).

$\mathbf{\xi_T}$: coefficient de la température. $\xi_T = 0.0002$.

$\mathbf{\xi_f}$: coefficient de fluage $\varepsilon_f = 3\times10^{-4}$.

$\mathbf{\xi_r}$: coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$.

Application Numérique :

$\mathbf{W_D}$ = 0.0094

$\mathbf{W_T}$ = 0.0059

$\mathbf{W_s}$ = 0.083

Donc : W = 0.0388 m = 3.88 cm

VII.7.2. Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 3,88 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Tableau VII.8 : Modèles des joints Wd.

										Réservations		Fixations		
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

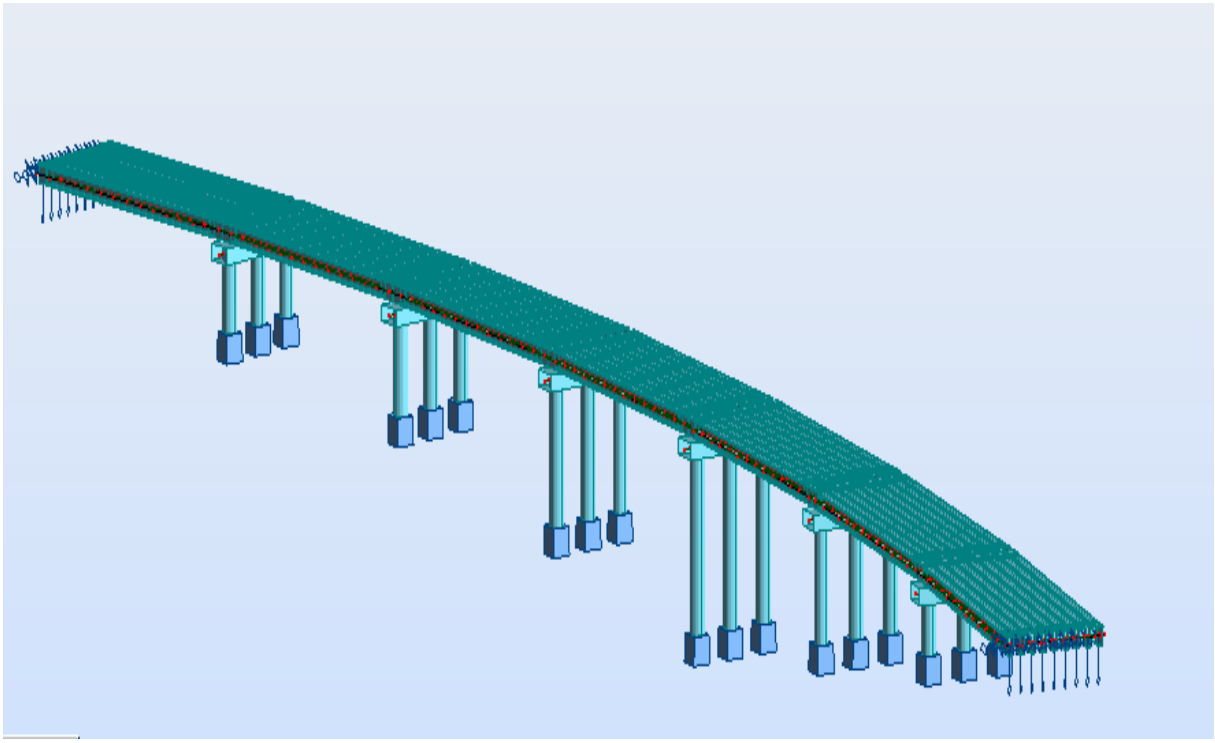
*Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.*

Dans mon cas l'ouvrage n'est pas biais ➔ **Droite (100gr).**

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

VII.8. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.



CHAPITRE VIII.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

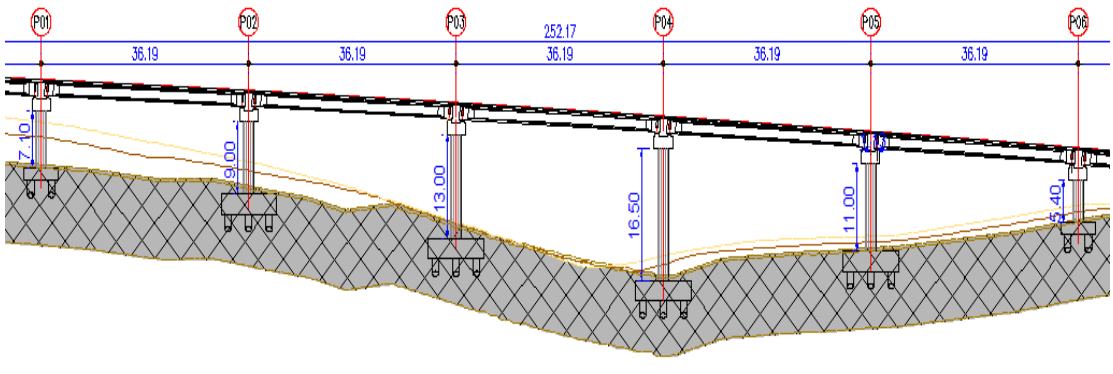
VIII.2.1. Conception de la pile/documents SETRA

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau VIII.1 : Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H_{moy} fûts (m)	H_{moy} colonne (m)
P1	Profonde	3	2	7.1	8 .60
P2	Profonde	3	2	9.00	10.5
P3	Profonde	3	2	13.00	14.5
P4	Profonde	3	2	16.5	**18.00**
P5	Profonde	3	2	11 .00	12.5
P6	Profonde	3	2	5.4	6.90



VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$$

$\mathbf{l_f}$: longueur du flambement de la pile la plus haute :

$\mathbf{l_f = 0.7 \times l_0}$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinal).

Tableau VIII.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Appuis	Pile 03	Pile 04	Pile 05
lf (m)	11.70	11.55	7.70
iy (m)	0 .5014	0 .5014	0 .5014
ix (m)	0 .5014	0 .5014	0 .5014
λy	23.34	23.03	15.36
λx	23.34	23.03	15.36
Observation	✓	✓	✓

➔ Pas de risque de flambement.

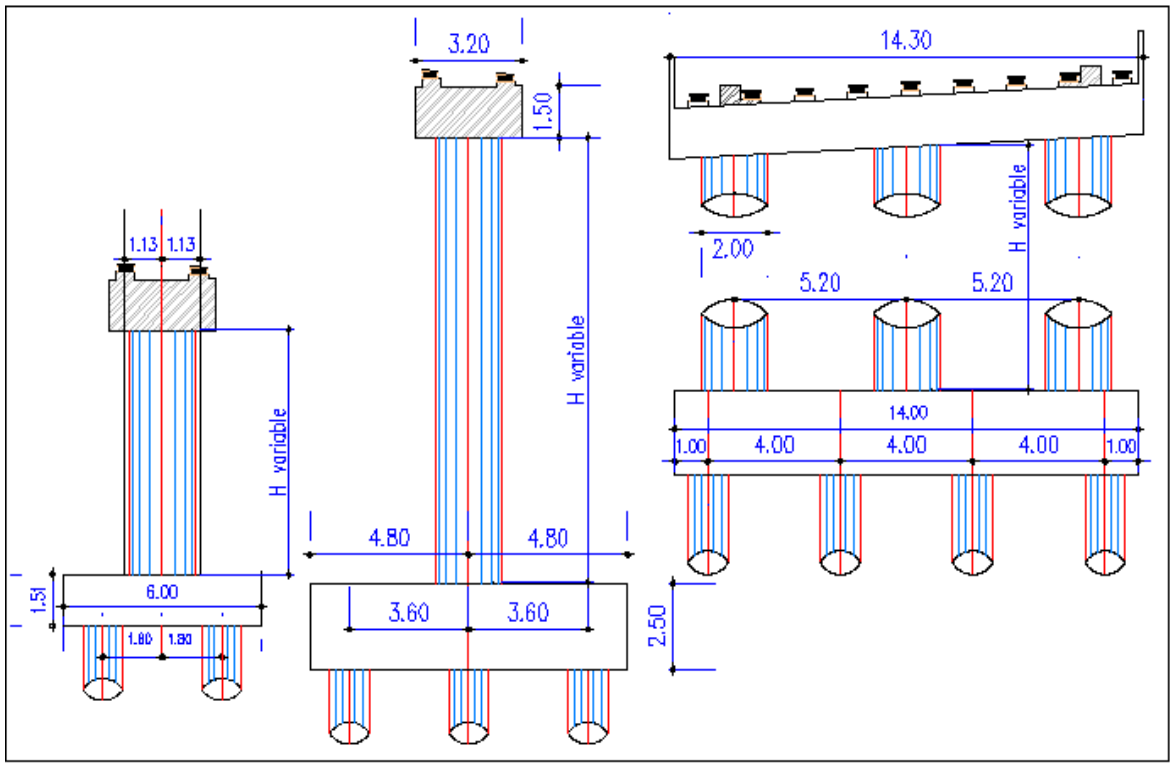


Figure VIII.1 : Forme et dimensions des piles.

VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.on va etudié juste la pile 4 (la plus haute)

VIII.2.2.1. Efforts statiques

Tableau VIII.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a.o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	3887.72	/	0.00	10.75	0.00	/
Chevêtre	1716.00	/	0.00	19.75	0.00	/
G Tablier	9935.99	/	0.00	18	0.00	/
Hf+r	/	139.82	/	18	/	2 516.76
HT°	/	88.09	/	18	/	1 585.62
Somme	15539.71	192.67	/	/	0.00	4 102.38
(Al)	**2458.66**	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	2405.05	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1435.14	/	0.00	/	0.00	/
D240	2110.59	/	0.00	/	0.00	/
ST	68.25	/	0.00	/	0.00	/
Fr Al	/	107.48	/	18	/	1 934.64
Fr Bc	/	**180.00**	/	18	/	3240

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à **l'Annexe E**.

On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau VIII.4 : Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Réactions	Pile 04
R_v (KN)	955.80
R_L (KN)	941.40
R_T (KN)	352.71
M_L (KN.m)	2831.70
M_T (KN.m)	12831.48

VIII.2.2.2. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS :

$G + \Psi Q + 0.6\Delta T + D$
$G + 1.2\ A(l) + 0.6\Delta T + D$

ELU :

$1.35G + \Psi Q + 0.9\ \Delta T + D$
$1.35G + 1.6\ A(l) + 0.9\ \Delta T + D$

ELA :

$(\Psi Q = 0)$; $G + E + 0.4\ \Delta T + D$

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

Réactions	Combinaison	Pile 04
R_v (KN)	ELS	18 490.102
	ELU	24 912.46
	ELA	16 495.51
R_L (KN)	ELS	537.65
	ELU	679.07
	ELA	1 116.46
R_T (KN)	ELA	352.71
M_L (KN.m)	ELS	8 652.132
	ELU	7 356.132
	ELA	5 982.70
M_T (KN.m)	ELA	12 831.48

VIII.2.3. Ferraillage des éléments de la pile

VIII.2.3.1. Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 14.30 m.
- La largeur : 3.2 m.
- L'épaisseur : 1.50 m.

❖ **Dimensionnement à la flexion :**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

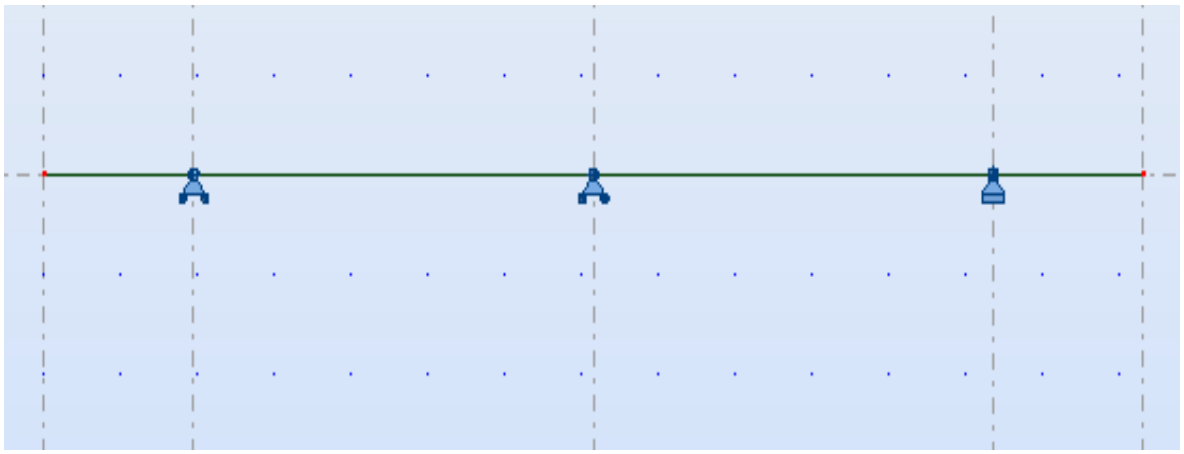


Figure VIII.2 : Modèle de calcul.

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

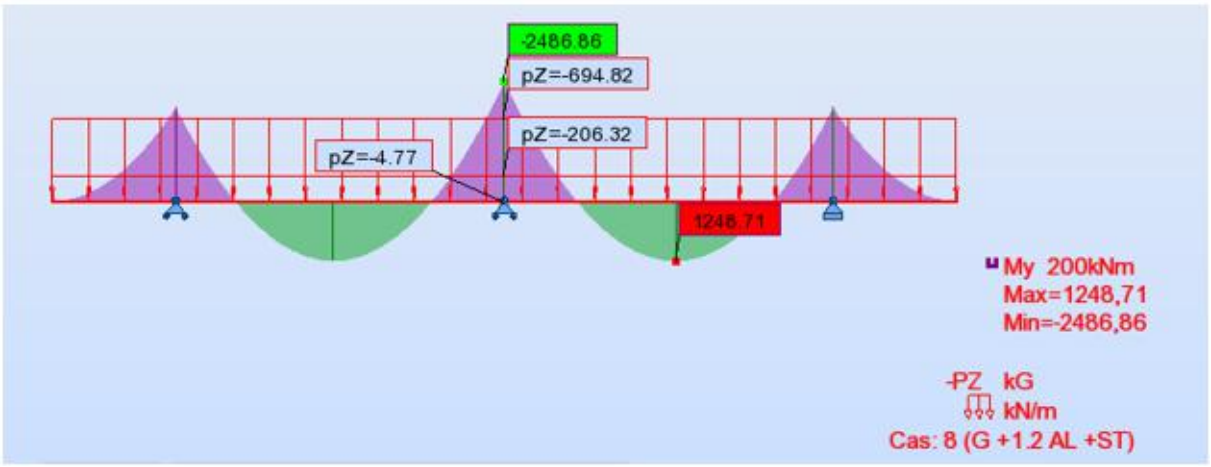


Figure VIII.3 : Les moments $M_{max\ ELS}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

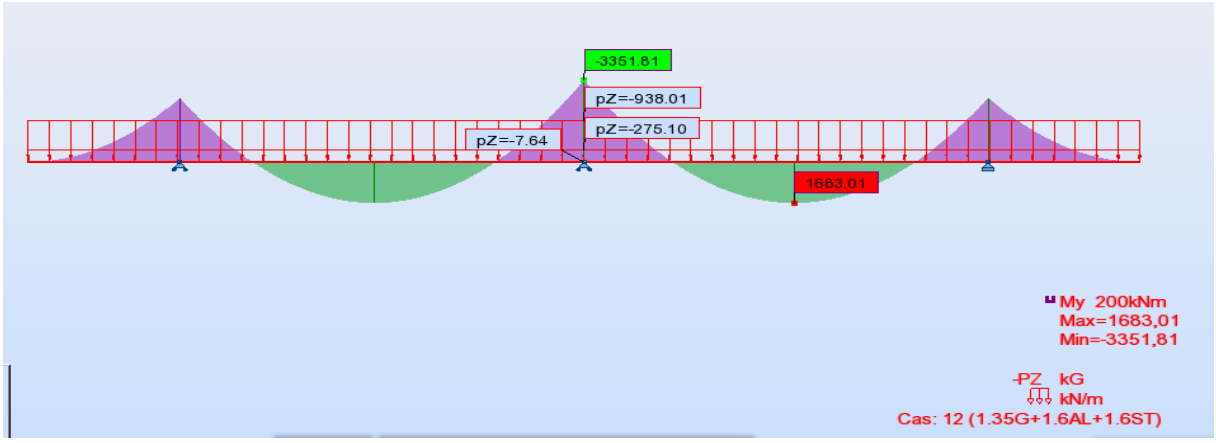


Figure VIII.4 : Les moments $M_{max\ ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

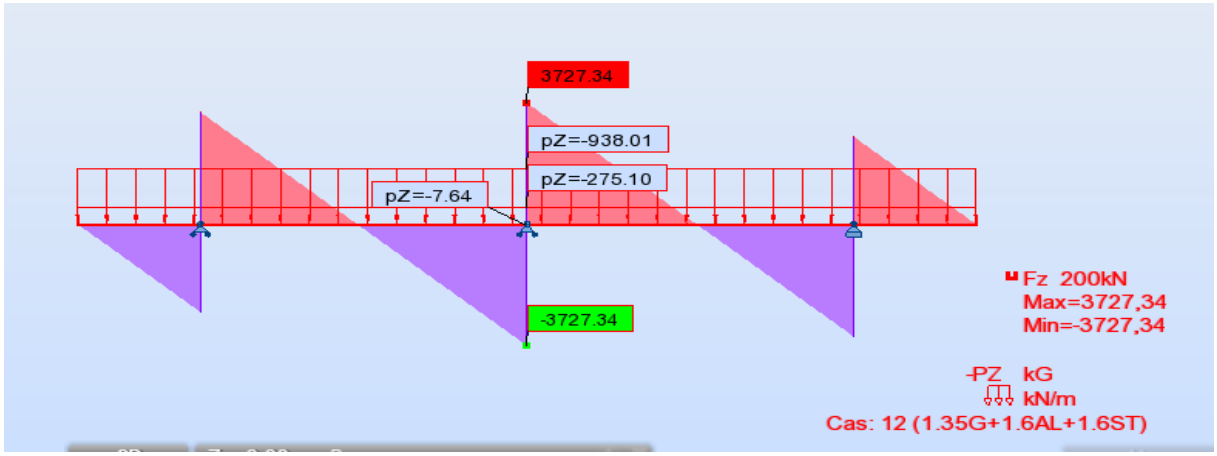


Figure VIII.5 : Les efforts tranchants $T_{max\ ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

Tableau VIII.6 : Ferraillage du chevêtre.

Sollicitations	M max ELS(KN.m)	M max ELU(KN.m)	T max ELU(KN)	As (cm^2))	Armatures	A's (cm^2)	Espacement (cm)
Sur Appui	2 486.86	3 351.81	3 727.34	73.4	**16 HA25**	78.54	17
Mi -Travée	1 248.71	1 683.01	0	49.7	**16 HA20**	50.27	17

- **Armatures transversales :**

T_{max} **ELU = 3 727.53 kN**

Avec Robot expert : 2 Cadres de HA16, esp = 10 dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante.

❖ **Dimensionnement a la torsion :**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,55 m.
Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c \leq \Phi + H_c$$
$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si} \quad L_c > \Phi + H_c$$

Application Numérique :

$L_c = 3.2$ m
$H_c = 1.50$ m
$\Phi = 2.0$ m

$$L_t = 3.2 \text{ m}$$

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\, b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$.
C : moment de torsion maximal par ml **C = Rxe**.

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} \; ; \; A_S = Max\,(C1 ; C2)$$

C1 : moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service ;

P : périmètre du chevêtre ;

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier = ⅔ f_e.

Application Numérique :

C1 = 228.63 KN.m/ml

C2 = 83.53 KN.m/ml

Ω = 3.69 m^2 ; bn = 0.25 m

P = 8.90 m

$\bar{\sigma}_a$ = 333.33 MPa

As = 8.28 cm^2, On opte pour 6HA14, avec un espacement de 17 cm.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition à vérifier est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$\tau v = V_U / b0\, d = 0.68$ MPa (b_0 = Lc , d = 0.9Hc)

τ_{lim} = min {0.2fc28 / γb ; 5MPa} = min {3.6 ; 5MPa} = 3.6 MPa.

→ **0.46 MPa ≤ 12.96 MPa**

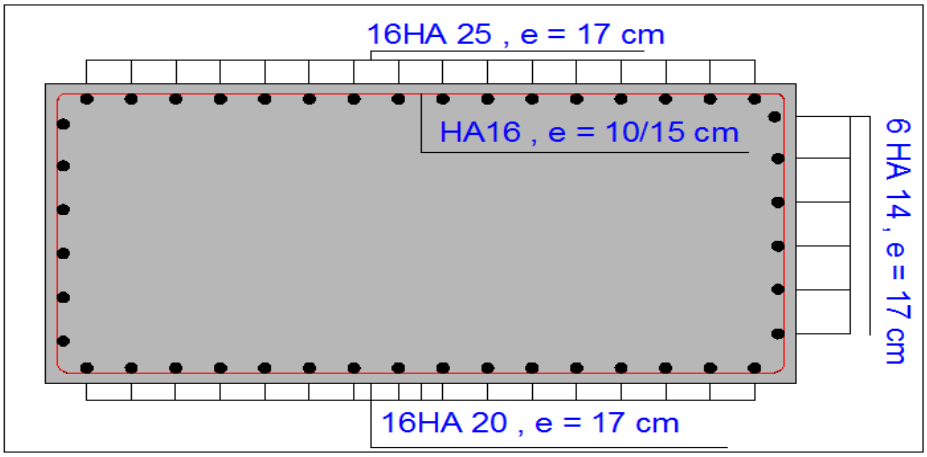


Figure VIII.6 : Ferraillage du chevetre (COUPE TRANSVERSALE).

VIII.2.3.2. Etude des futs

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 2.00 m.
- Hauteur moy : H = 16.50 m.
- Entraxe : E = 5.20 m.

❖ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE E.** Les résultats de ferraillage sont les suivants :

Tableau VIII.7 : Ferraillage des fûts de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm^2)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	R_v (KN)	18490.102	24912.46	16495.51	314,20	40	32	15
	M_L (KN.m)	7831.818	9127.818	5982.70				
	M_T (KN.m)	0.00	0.00	12831.48				
Transversale	R_L (KN)	408.674	507.101.	1116.46	6,79	2	16	**15**(z.courante)
	R_T (KN)	0.00	0.00	352.71				**12,5**(z.critique)

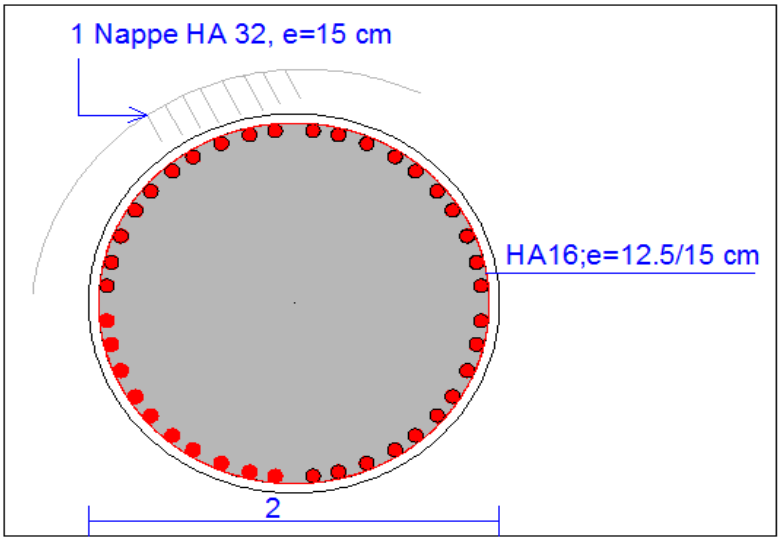


Figure VIII.7 : Ferraillage du fut.

VIII.2.3.3. Ferraillage de la semelle

Longueur : L = 14.00 m. Hauteur : H = 2.50 m. Largeur : l = 9.60 m

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45°} \\ \boldsymbol{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases} \qquad h = H-0.1$$

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1{,}30\,m < 2{,}4\,m$; $\alpha_1 = \alpha_2 = 56° \geq 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par **la méthode des bielles** est égale à :

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{N_{Max}}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

Application Numérique :

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2 623.87 kN ; $N_{Max\text{-}ELA}$ = 1 700.00 kN

$\bar{\sigma}_{a\text{-}ELS} = 333{,}33$ MPa ; $\bar{\sigma}_{a\text{-}ELA} = 500$ MPa

As-$_{ELS}$ = 42,64 cm^2 ; As-$_{ELA}$ = 18.42 cm^2

Donc **As = 42,64 cm^2**

On prend 14HA20 (As = 43.98 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}} = 2.5 + 1.2 = 3.7$ m.

Avec : $St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 28{,}46$ cm , on opte pour un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieure

- $As_1 = As/3$; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- $As_2 = As/4$; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- $As_3 = As/10$; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

- $As_4 = As/10$; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

VIII.2.3.4. Etude des pieux

❖ **Nombre des pieux** :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée :

$$\mathbf{nP} = \frac{\mathbf{Nmax}}{\mathbf{QP}}$$

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 25 m.

Tableau VIII.8 : Nombre de pieu sur chaque pile.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	C1/C2
Nmax	26958.36	26958.36	26958.36	26958.36	26958.36	26958.36	26958.36
Qp	6500	6500	6500	6500	6279	6279	6400
np	5	5	5	5	5	5	5

Donc on prend 12 pieux de 25 m.

❖ **Actions sur les pieux :**

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

$$\mathbf{EI} = \frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{d^4x}} + \mathbf{C_U\, b\, y = 0}$$

b : diamètre du pieu.

$\mathbf{C_U}$: module de réaction du sol.

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{4EI}}{\mathbf{C_u b}}}$$

α : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{bC_u}}{\mathbf{4EI}}}$$

E : module d'élasticité du béton ;
I : moment d'inertie du pieu **;**
b : longueur du pieu.

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m^3
E = 33 000 MPa
b = 1,20 m
I = 0,101 m^4
λ = 0.228 D'où : **λL = 5 ,699**

D'où, en tire les valeurs de ($\mathbf{X_\varphi^H}, \mathbf{X_\varphi^M}$) pour **λ × L = 5,699** à partir du tableau WERNER.

Tableau VIII.9 : Valeurs de WARNER.

λ× L	1	1,5	2	3	4	6
$\mathbf{X_\varphi^H}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\mathbf{X_\varphi^M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\lambda L = 5,699 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1,42 \\ X_\varphi^M = 1,63 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\overline{\mathbf{M}} = -\frac{\mathbf{X_\varphi^H}}{\mathbf{X_\varphi^M}} \times \frac{\overline{\mathbf{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$

ELS: $\overline{P} = 34.06\ kN$; $\overline{M} = -130.00\ kN.m$

ELU : $\overline{P} = 4634\ kN$; $\overline{M} = -176.88\ kN.m$

❖ **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

- **Section d'acier**

D'après le RPOA 2008 on prend : As =113.10 cm²

Avec Robot expert : A_s = 113.10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

- **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 cm dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

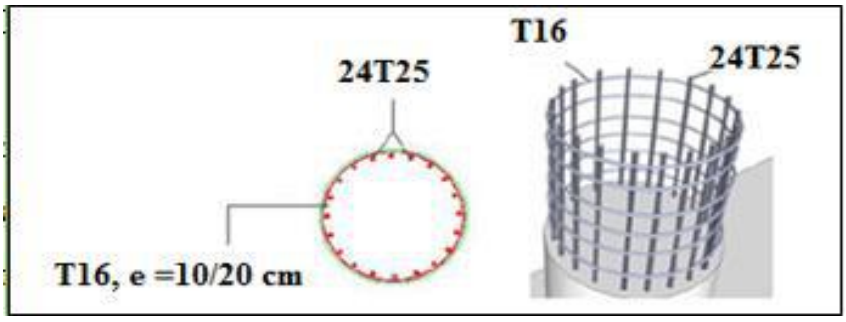


Figure VIII.8 : Ferraillage des pieux.

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VIII.3.1. Conception des culées

VIII.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

VIII.3.1.2. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau VIII.10 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 2.45 m e_{mgg} = max (0.30 m. h/8) = 0.31 m $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour}$ = 13.10 m
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa} = largeur du pont = 14.30 m e_{sa} = 0.20 m
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	e_{mr} = 1.35 m $h_{mr\text{-}culée}$ = 5.65 m $l_{mr\text{-}culée}$ =14.30 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e_{mr} = 0.6 m $h_{mr\text{-}culée}$ = 8.0 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	l_{dt}=Min [6m. Max (3m.0.6 $h_{remblai}$)] $l_{dt\text{-}}$ = 4.00 m e_{dt} = 0.30 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	e_s =1.50 m L_s =14.30 m l_s = 6.00m

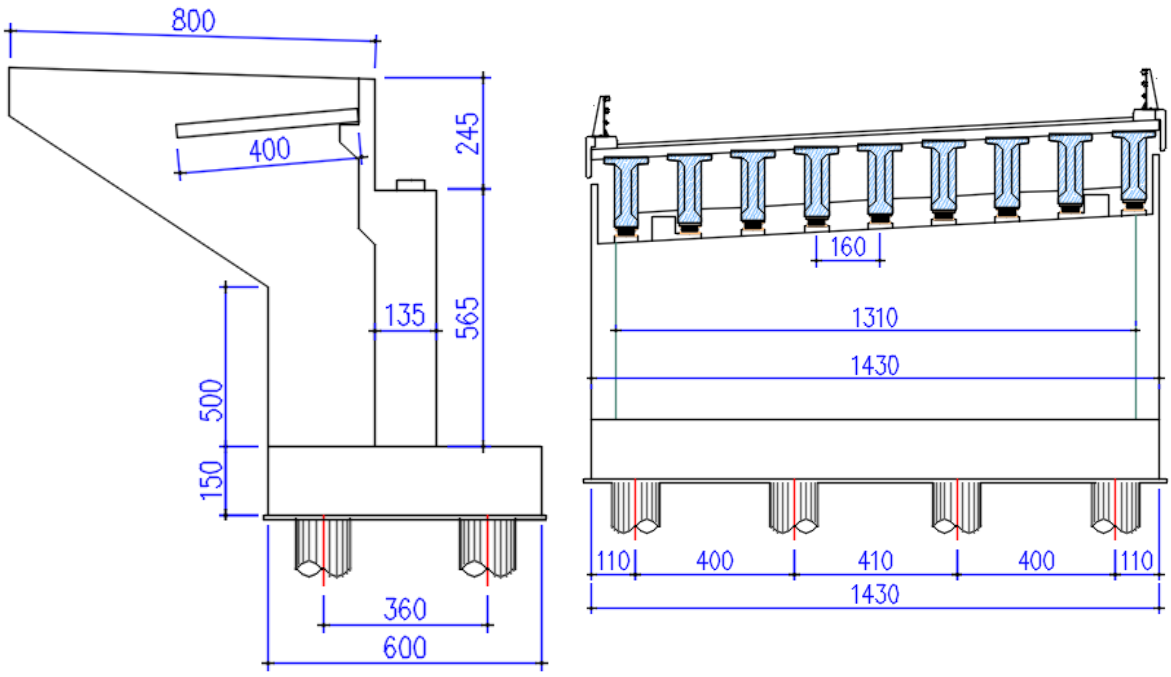


Figure VIII.9 : Dimensions de la culée.

VIII.3.2. Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a.o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3150.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Mur F	2507.60	/	0.00	4.32	0.00	/
DDT	181.50	/	-2.68	9.33	-486.42	/
Mur en R	1163.40	/	-4.85	4.44	-5642.49	/
Corbeau	69.58	/	-0.85	9.15	-59.14	/
MGG	370.08	/	0.67	9.15	247.95	/
Poids des Terres Amot	5122.66	/	-2.68	9.33	13728.72	/
Poids des T sur DDT	790.61	/	-2.68	9.33	-2118.85	/
Poussée des terres	/	2381.17	/	-2.71	/	-6460.91
Poids Sur 10kN/m²	275.88	/	1.50	/	413.82	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	332.22	/	-4.16	/	-1382.03
Somme	13631.30	2713.39	5.0237186	13631.30	2713.39	5.0237186
Efforts dus au tablier						
Rg	4968.00	/	0.62	/	3080.16	/
R(Al)	1830.07	/	0.62	/	1134.64	/
Rbc	2171.76	/	0.62	/	1346.49	/
RMc120	1368.77	/	0.62	/	848.64	/
RD240	1778.82	/	0.62	/	1102.87	/
RST	34.13	/	0.62	/	21.16	/
Hf+r	/	69.91	/	-8.15	/	-568.36
HT°	/	44.04	/	-8.15	/	-358.07
Frein Al	/	107.48	/	-8.15	/	-873.85
Frein Bc	/	180.00	/	-8.15	/	-1463.40

VIII.3.3. Combinaison des efforts

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

Tableau VIII.12 : Combinaison des efforts.

/	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	MV(KN.m)	MH(KN.m)	ΔM(KN.m)
ELS	G+0.6T	18323.42	2477.51	-7244.11	8749.93	1505.82
	G+0.6T+1.2Q	18654.47	2876.17	-8902.54	9246.52	343.97
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	20553.63	2606.49	-8292.73	10132.66	1839.93
	G+0.6T+1.2Bc+ST	20963.65	2693.506	-9000.19	10386.88	1386.68
	G+0.6T+Mc120	19692.19	2477.51	-7244.11	9598.57	2354.46
	G+0.6T+D240	20102.24	2477.51	-7244.11	9852.80	2608.69
ELU	1.35G+0.9T	20062.22	3348.60	-7550.46	8749.93	1199.47
	1.35G++0.9T+1.6Q	20503.62	5052.15	-9761.70	9412.04	-349.66
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	23044.93	4692.58	-8948.62	10599.22	1650.60
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	23591.63	4808.61	-9891.90	10938.17	1046.27
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	21910.06	3348.60	-7550.46	9895.60	2345.13
	1.35G+0.9T+1.35D240	22463.63	3348.60	-7550.46	10238.81	2688.35

VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

VIII.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.13 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Mur F	2507.60	/	0	2.815	0	/
DDT	181.5	/	-2.68	7.83	-486.42	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/
Corbeau	69.575	/	-0.67	6.40	-46.61525	/
MGG	370.08	/	-1.31	6.30	-484.79825	/
Poids des T sur DDT	790.61	/	-2.68	7.83	-2118.8455	/
Poussée des terres	0	2840.177	/	-2.96	/	-8406.92
Poussée Sur 10kN/m²	/	354.9777	/	-4.445	/	-1577.88

Efforts dus au tablier						
Rg	4968.00	/	-0.62	/	-3080.16	/
R(Al)	1830.07	/	-0.62	/	-1134.64	/
Rbc	2171.76	/	-0.62	/	-1346.49	/
RMc120	1368.77	/	-0.62	/	-848.64	/
RD240	1778.82	/	-0.62	/	-1102.87	/
RST	34.13	/	-0.62	/	-21.16	/
Hf+r	/	69.91	/	-5.65	/	-393.59
HT°	/	44.04	/	-5.65	/	-247.96
Frein Al	/	107.48	/	-5.65	/	-605.14
Frein Bc	/	180.00	/	-5.65	/	-1013.40

Le ferraillage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Sollicitations les plus défavorables

- ELS: M_{max} = -1375.51 kN/ml N_{cors} = 879.97 kN.m/ml.
- ELS: Tmax = 256.68 kN/ml Ncors = 678.42 kN/ml.
- ELU: Mmax = -1464.73 kN/ml Ncors = 1080.58 kN.m/ml.
- ELU: Tmax = 270.39 kN/ml Ncors = 811.16 kN/ml.

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.36) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. **Voir l'ANNEXE D.**

Section d'acier

Avec Robot expert A_S = 14.6 cm² ; donc : on opte pour 5HA20/ml (A_{S1} = 15.71 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$A_{S'}$= As/3 = 4.874 cm^2 ; donc : on opte pour 5HA14 ($A_{S'}$ = 7.70 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 3.65 cm^2 ; donc : on opte pour 5HA12 (As = 5.65 cm^2)

Avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge Bc.

Calcul des sollicitations

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

❖ **Moment dû à la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression : $\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3}}$ $\mathbf{Avec : P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$

ka : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).
γr : Poids volumique du remblai (γr = 20 KN/m^3).
h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.45 m).
L : longueur du remblai (L=1m) on fait le calcul par 1ml.

P= 17,83 KN/ml

M_T = 14,56 KN.m /ml

❖ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc:**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_f = \frac{2\,\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}}$$ Avec

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L. U et μ = 1.2 à l'E.L. S ;
P = 60 KN.

➔ Mf - ELS = 68,50 KN.m/ml.
➔ Mf - ELU = 91,34 KN.m/ml.

$M_{f\text{ - ELU}}$ = 92.97 KN.m/ml.

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx} \text{ et } \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

Avec

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.
Bc : coefficient de pondération du système **Bc**.
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
h : hauteur de mur garde grève.

➔ **$M_{P\text{ - ELS}}$ = 56.44 KN.m/ml**.
➔ **$M_{P\text{ - ELU}}$ = 42.33 KN.m/ml**.

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

➔ **$M_{ELS}=M_P+1.2M_Q$ =125.39 KN.m/ml.**
➔ **$M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q$ = 167.43 KN.m/ml**.

❖ **Ferraillage de mur garde-grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (**Voir Annexe D**).

Section d'acier

Avec Robot expert A_S = 24 cm² ; donc : on opte pour 8HA20/ml (A_{S1} = 25 ,13 cm^2) , avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

AS'= AS/3 = 8 cm^2 ; donc : on opte pour 8HA12 (AS' = 9,05 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 6 cm^2 ; donc : on opte pour 8HA12 (AS = 9,05 cm^2)

Avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.4.3. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition présente les dimensions suivantes

Longueur : L = 12.10 m ; Largeur : H = 4.00 m ; Epaisseur : e = 0.30 m.

Tableau VIII.14 : Sollicitations sur mur frontal.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Remblai	1.92	3.84	3.84
Surcharges	16.38	32.76	32.76

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

- **A l'ELS :**

  M_{ELS} = 75.60 kN.m/ml
  T_{ELS} = 75.60 kN/ml

- **A l'ELU :**

  MELU = 101.66 kN.m/ml
  TELU = 101.66 kN/ml

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. **Voir l'ANNEXE D.**

Section d'acier

Avec Robot expert As = 13,60 cm² ; On prend **5HA20/ml** (As = 15,71 cm²) /coté inférieur, esp = 20 cm.

Armatures longitudinales

Avec Robot expert : 2 barres H12 (barre supe + barre inf), esp = 20 cm.

Armature de construction

As' = As/3 = 4,53 cm^2 ; Soit : **5HA14/ml** (As'= 7,70 cm²), esp = 20 cm

Armature transversale

As' = As/4 = 3.40 cm^2 ; Soit : **5HA12/ml** (As'= 5.65 cm^2), esp = 20 cm

VIII.3.4.4. Semelle sur pieux

La semelle de la culée repose sur trois files de pieux, chaque file est composé de quatre pieux.

Longueur : L = 14.00 m. Hauteur : H = 1.50 m. Largeur : l = 6.00 m.

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \qquad h = H-0.1$$

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,3\ m < 1,4\ m$; $\alpha = 50° \geq 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

Application Numérique :

$N_{Max\text{-}ELS} = 3\ 012.812$ kN

$\bar{\sigma}_{a\text{-}ELS} = 333,33$ MPa $\rightarrow$ **As-ELS = 104.31 cm^2**

On prend : **22HA25 (As = 107,99 cm^2).**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{pieu}$ = 1,5 + 1,2 = 2,7m.

Avec : $St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 12,27\ cm$, on opte pour un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure

As_1 = As/3 ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure

As_2 = As/4 ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieure

As_3 = As/10 ; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales

As_4 = As/10 ; Soit : HA12, avec un espacement de 15 cm.

VIII.3.4.5. Etude des pieux

Pour le dimensionnement des pieux de la culée on suit les mêmes étapes de calcul de pile.

- **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

On prend : **8 pieux** de 10 m de profondeur

❖ **Actions sur les pieux**

$$\lambda L = 2,28 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^{H} = 1,30 \\ X_{\varphi}^{M} = 1,58 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu

ELS : $\overline{P}$ = 359.52 kN

ELU : $\overline{P}$ = 631.51 kN

Moments fléchissant

ELS : $\overline{M} = -1293,84\ kN.m$; N = 2876.17 KN

ELU : $\overline{M} = -250,13\ kN.m$; N = 5052.15 KN

❖ **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier

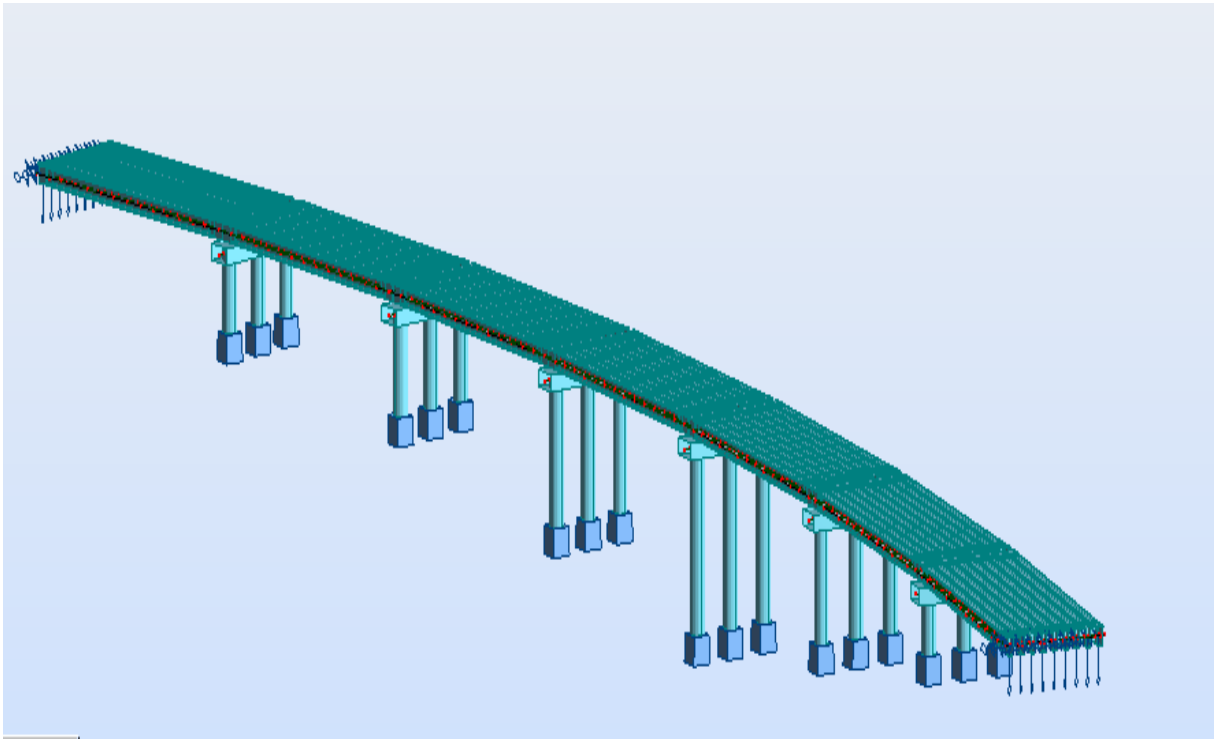
Avec Robot expert A_s = 113.10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117.81 cm²).

Cerces transversales

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et 20 cm dans les zones courantes.

VIII.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important. L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.



CHAPITRE IX.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

IX.1. HISTORIQUE DES OUVRAGES D'ART

Dans le domaine du génie civil, un ouvrage d'art est un ouvrage spécial en opposition à un bâtiment, par exemple. Il permet en effet à une voie de communication, route, ligne de chemin de fer, canal de franchir un obstacle.

Le XIXème siècle est une époque extrêmement féconde pour les ouvrages d'art. En effet, le développement progressif des réseaux de communication (routes, canaux, chemins de fer) a profondément modifié les paysages et a tissé en moins d'un siècle une véritable toile dense, qui couvre tout le territoire.

Afin de remédier aux obstacles naturels tels que les montagnes, les cours d'eau, les vallées, le pont est apparu comme un outil suprême. Dans un premier temps, les ponts liés au réseau routier se sont multipliés. Puis, à partir du milieu du XIXème, les ponts liés au réseau ferroviaire se sont développés, ils se sont avérés plus nombreux et plus importants que les précédents.

Les matériaux utilisés pour la construction des ponts ont évolué au cours du siècle allant du bois au métal en passant par la pierre, la brique, le fer, la fonte... C'est sur les ouvrages d'art que les ingénieurs ont pu appliquer des nouvelles techniques et des nouveaux matériaux qu'ils adapteront ensuite aux bâtiments.

L'étude du comportement sismique des ponts représente un sujet de discussion très important, ce chapitre vise essentiellement dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages ordonnées des ponts à poutres. Il est montré comment on peut prévenir au mieux ces dommages.

IX.1.1. Histoire des ponts avant J.C

1150 avant J.C : le premier pont véritable était jeté sur l'Euphrate (Asie occidentale) ; long de 200 m il était fait de bois et de pierre.

600 avant J.C : construction probable du premier pont à arche de maçonnerie (Salario) sur l'Anion. En Italie.

480 avant J.C : premier pont de bateaux construit par Xerxès d'une rive à l'autre de l'Hellespont.

1200 avant J.C : premier pont en bois suspendu sur la Reuss, en Suisse.

1264 avant J.C : construction à Venise, du premier pont en partie ouvrable.

1741 avant J.C : premier pont suspendu à chaînes, sur le Tees, en Angleterre.

1777 avant J.C : premier pont métallique (en fonte) sur le Servern, en Angleterre.

1887 premiers ponts en béton armé sur le Rhin à Mulhouse.

IX.1.2. Evolution des ponts durant l'histoire

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C. César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C. Trajan, empereur romain, fit construire un pont de m sur le Danube, en 105 après J.-C. Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu' au XVIIe

siècle. C'était un matériau très courant, simple à travailler, mais aux caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu' à la fin du XIXe siècle. La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres. Le pont de la Chapelle à Lucerne (Suisse), Cahors, pont Valentré achevé en construit en 1365.

Evolution des ponts durant l'histoire L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères. L'un des grands ingénieurs français de cette époque est Alexandre Gustave Eiffel. Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres. Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884 avec une portée de 165 mètres. Les techniques de fabrication de l'acier évoluent rapidement de même que les modes d'assemblages. Les éléments métalliques étaient assemblés par rivetage et plaques couvre-joint. Ce mode d'assemblage s'avère long et cher. Une autre méthode est alors mise au point et en œuvre : l'assemblage par soudure. C'est actuellement le procédé le plus utilisé. Toutefois des assemblages par boulons (vis et écrou) sont effectués pour certains éléments.

Evolution des ponts durant l'histoire Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les ponts suspendus, les piles étant en maçonnerie ou en acier, le tablier métallique suspendu par des câbles d'acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable. Le Golden Gâte Bridge à San Francisco (États-Unis), commencé en 1917 et achevé en Il mesure 1970m de long, la distance entre les deux tours principales est de 1280m et leur hauteur de 230 m au-dessus du niveau de l'eau. Le pont de Brooklyn (États-Unis), long de deux kilomètres et d'une portée principale de 487 m. Il a été inauguré en 1883, après 14 ans de travaux. Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en Il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608 mètres.

Evolution des ponts durant l'histoire La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu' à la fin du XIXe siècle. La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres. Paris, Pont Neuf achevé en 1606 C est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de pont apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en

maçonnerie, de l'ordre de 100 m. Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m, début de la construction en 1928 et inauguré en 1930.

Evolution des ponts durant l'histoire C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet, met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction. Pont de Luzancy sur la Marne, commencé en 1941 et inauguré en Pont à béquilles d'une portée de 55 m. C'est l'un des premiers grands ouvrages de Eugène Freyssinet en béton précontraint. Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction a été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères. Pont de l'Île de Ré, inauguré en La longueur totale de l'ouvrage est de 2927 m, avec des portées de 110 m. Viaduc de Nantua, ouvrage sur l A40, inauguré en 1988.

Evolution des ponts durant l'histoire Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants. Pont de Normandie, pont à haubans d'une longueur totale de 2141 m, avec une portée centrale de 856 m. Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m, avec des portées de 204 m et 342 m. Pont de Rion-Antirion en Grèce, mis en service en 2004, d'une longueur totale de 2880 m, avec des portées de 286 m et 560 m. Un des grands projets en cours est le pont de Messine, pont suspendu, reliant la Sicile et l'Italie. Sa longueur totale sera de 5070 m avec une portée principale de 3300 m. Il a été calculé pour résister à des vents de 215 km/h et un séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter. Sa construction a commencé en 2006 et sa mise en service est prévue en 2012.

IX.2. COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

IX.2.1. Problématique

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Or, le risque associé aux sollicitations sismiques est particulièrement élevé dans quelques régions en Algérie. Ce risque représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme, donc il est indispensable de connaître les zones de forte sismicité en Algérie, et la classification des ponts selon leurs importances, ainsi les types des endommagements dus au tremblement de terre qu'ils touchent les différents éléments du pont. Ces connaissances ont permis de faire une bonne conception parasismique et minimisé les risques car il n'y a pas de protections absolues et de risque « nul », mais une protection relative et un risque «acceptable».

La conception des ponts est une partie d'art, l'aspect le plus significatif du génie civil. Il est la partie la plus importante, parce qu'elle donne au concepteur le droit pour démontrer leur imagination, innovation, et exploration. Mais la question qui se pose du concepteur: quelle est la conception la plus fidèle d'un pont et comment la faire en réalité ?

L'importance des problèmes de l'analyse conceptuelle des ponts ne peut pas être assez fortement accentuée. Le concepteur doit premièrement visualiser et imaginer le pont dans l'ordre de déterminer ses fondamentales fonctions et performances.

La conception des ponts est un problème d'engineering complexe. Le processus de conception inclus des considérations d'autres facteurs importants, tels que, le choix du système de pont, matériaux, dimensions, fondations, esthétique. Pour investir ces issues et arriver à la meilleure solution.

IX.2.2. Dommage sismique des ponts

Contrairement aux bâtiments où la modélisation peut se faire à l'aide d'une console verticale avec des masses concentrées au niveau des planchers, les ponts présentent la particularité d'un tablier reposant sur des appuis multiples, de rigidités différentes, et où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui relatif aux forces sismiques (Corfdir et al. 2000).

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale peut en général être absorbée sans problème, car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile). L'excitation horizontale, par contre, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que celle dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts - poutres.

En raison de la nature oscillatoire des actions sismiques, les différentes piles et culées d'un pont bougent de manière non synchrone ; cela signifie que la distance entre les différents appuis du pont augmente ou diminue périodiquement. Les séismes peuvent provoquer dans le sol des tassements, des glissements ou des liquéfactions qui peuvent conduire à la ruine des fondations des piles et des culées.

Les tremblements de terre ne constituent pas une ' charge extérieure ', ils sollicitent les ponts à travers les mouvements de sol. Les déplacements des fondations ne créent de sollicitations qu'en fonction de la réponse de l'ouvrage aux déformations qu'il va subir à cause de son inertie, c-à-d en fonction de ses masses, de sa rigidité et de son amortissement.

Le mécanisme de résistance de l'ouvrage à toute action dynamique est fondé sur la capacité d'absorber l'énergie induite par sa réponse. Or l'importance des déformations y joue évidemment un rôle aussi décisif que celui des efforts.

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'étirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre.

IX.2.2.1. Echappement du tablier de ses appuis

Le cas typique de dommage aux ponts à poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure IX.1, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement

du tablier lors de séismes (figure IX.2). Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées, aux articulations ou aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (figure IX.1). La figure IX.3 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.



Figure IX.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Les déplacements relatifs des tabliers et des appuis généralement sont causés par :

- Déplacement important des appareils d'appui et échappement d'appui
- Déplacement des appuis (piles, culées),
- Déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles.



Figure IX.2 : Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999.

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé.

Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui (figure IX.3), le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.



Figure IX.3 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995.

IX.2.2.2. Rupture fragile des piles

Le deuxième cas typique de dommage aux ponts - poutres est l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, respectivement un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale (figure IX.4). La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal. Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique.

Généralement les ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité ou de confinement du béton peuvent être causées par (voir la figure IX.4) :

- Longueurs d'ancrage insuffisantes.
- Longueurs de recouvrement des aciers insuffisantes.
- Flambement des aciers longitudinaux.



Figure IX.4 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

- Rupture par manque de confinement.
- Rupture des zones d'encastrement.
- Rupture par flexion ou par effort tranchant.



Figure IX.5 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger, car d'une part en raison de leur grande rigidité elles encaissent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement (figure IX.5).

IX.2.2.3. Endommagement des Culées

L'opposition des forces de poussée dynamique des terres et de chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (figure IX.6). Notons que plus la hauteur des remblais est grande, plus la culée est vulnérable vis-à-vis des effets de la poussée dynamique des terres.



Figure IX.6 : Endommagement des culées (Source : Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000).

IX.2.2.4. Appuis et joints de chaussée

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui.

Des dégâts majeurs ont également été observés dans le cas d'appuis dimensionnés spécialement pour les forces sismiques horizontales sur les appuis. La figure IX.7 montre un pont à poutre à plusieurs travées d'un tronçon d'autoroute non encore ouvert à la circulation après le tremblement de terre d'Ombrie en Italie en 1997. La poutre continue était liée par un appui longitudinal fixe à la culée (à gauche sur la figure IX.7). Après le tremblement de terre,

les tirants de Ø 50 mm ont presque été arrachés de leur ancrage via une plaque bétonnée scellée contre la culée.



Figure IX.7 : Pont – poutre avec une structure porteuse continue de 657m de long et appui longitudinal fisse sur la culée, à gauche sur l'image

Il y a aussi d'autres problèmes liés aux sols de fondations ou aux remblais d'accès, par exemple :

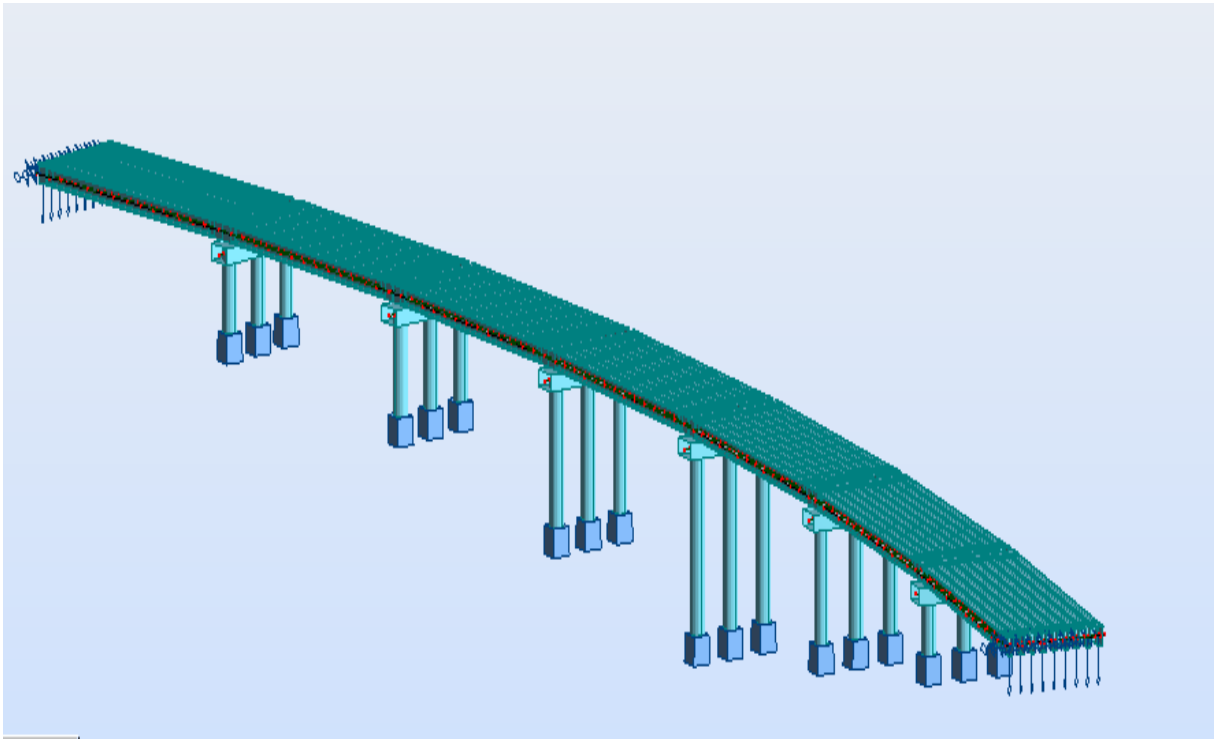
- Liquéfaction des sols et phénomènes associés (perte de résistance des couches, étalement latéral, tassements post-sismiques, etc.),

- Augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction ou à la perte totale de réaction du sol en cas de liquéfaction, ou à des déformations imposées par le passage des ondes,

- Tassements excessifs en raison de la densification ou de la dégradation des propriétés cycliques des sols.

- Effets induits : glissements de terrain, éboulements, rupture de failles sismotectoniques actives.

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Il faut donc prévoir, indépendamment du dimensionnement parasismique des appuis, des mesures de sécurisation contre la chute.



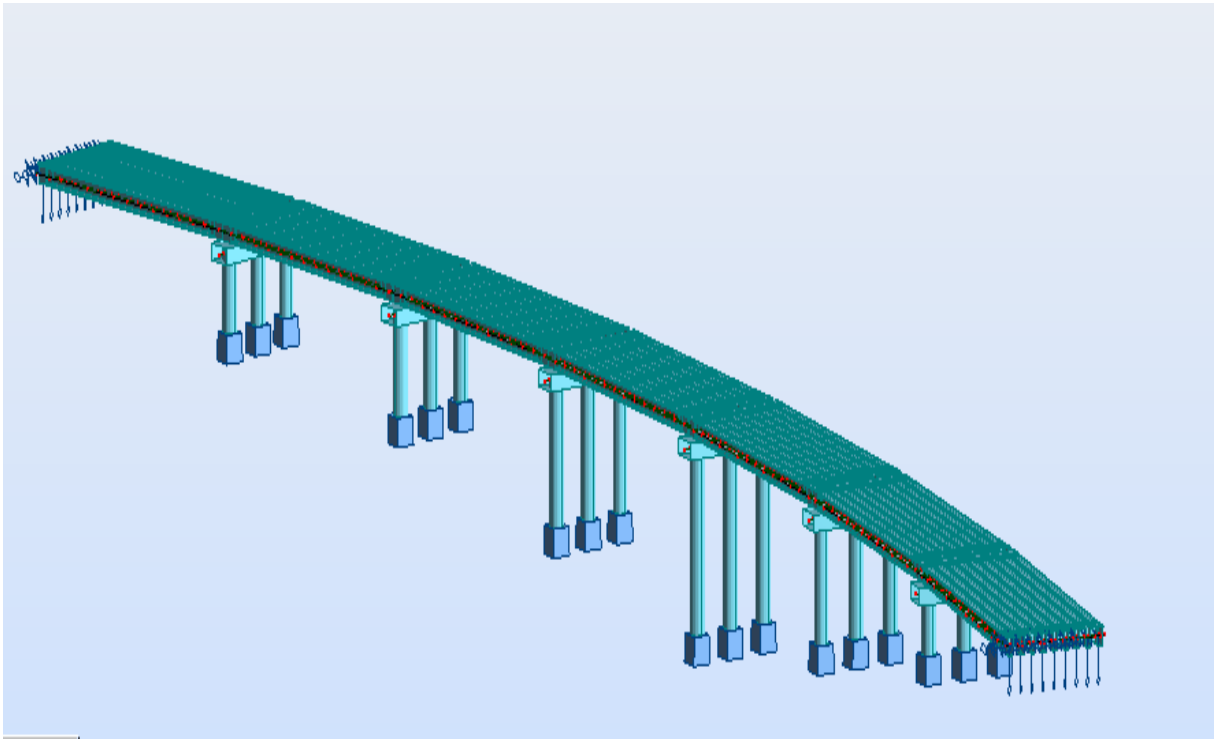
CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur. Ce modeste travail est une excellente synthèse qui m'a donné l'opportunité de mettre en pratique mes connaissances acquises durant les cinq ans de formation dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics ; il m'a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales tel que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres

Préfabriquées par post tension (VIPP).

[2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.

[3] : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

[4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2019/2020.

[5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.

[6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.

[7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).

[8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre , ENSTP 2019/2020.

[9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.

[10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publiques de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.

[11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Edition Technique, Prague, éditeur,92, rue Bonaparte, Paris-6.

[12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.

[13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

[14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[15] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2019/2020

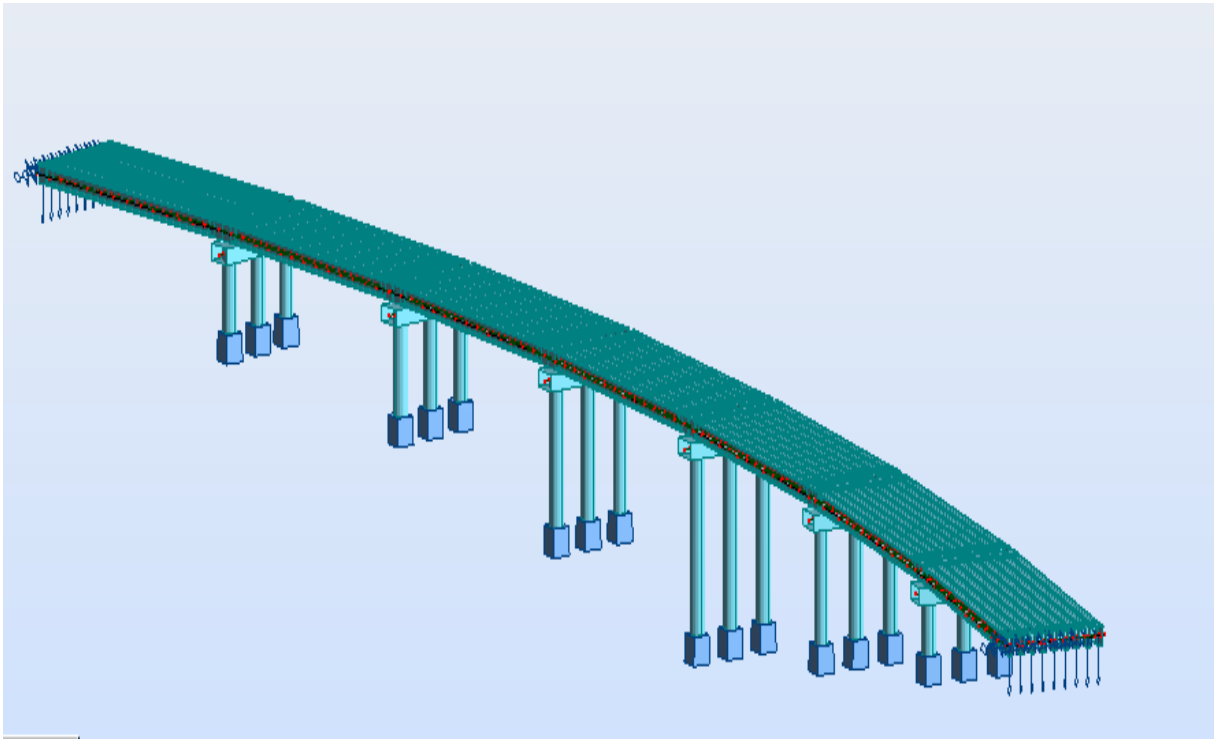
[16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferraillages types.

[18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.

[19] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC

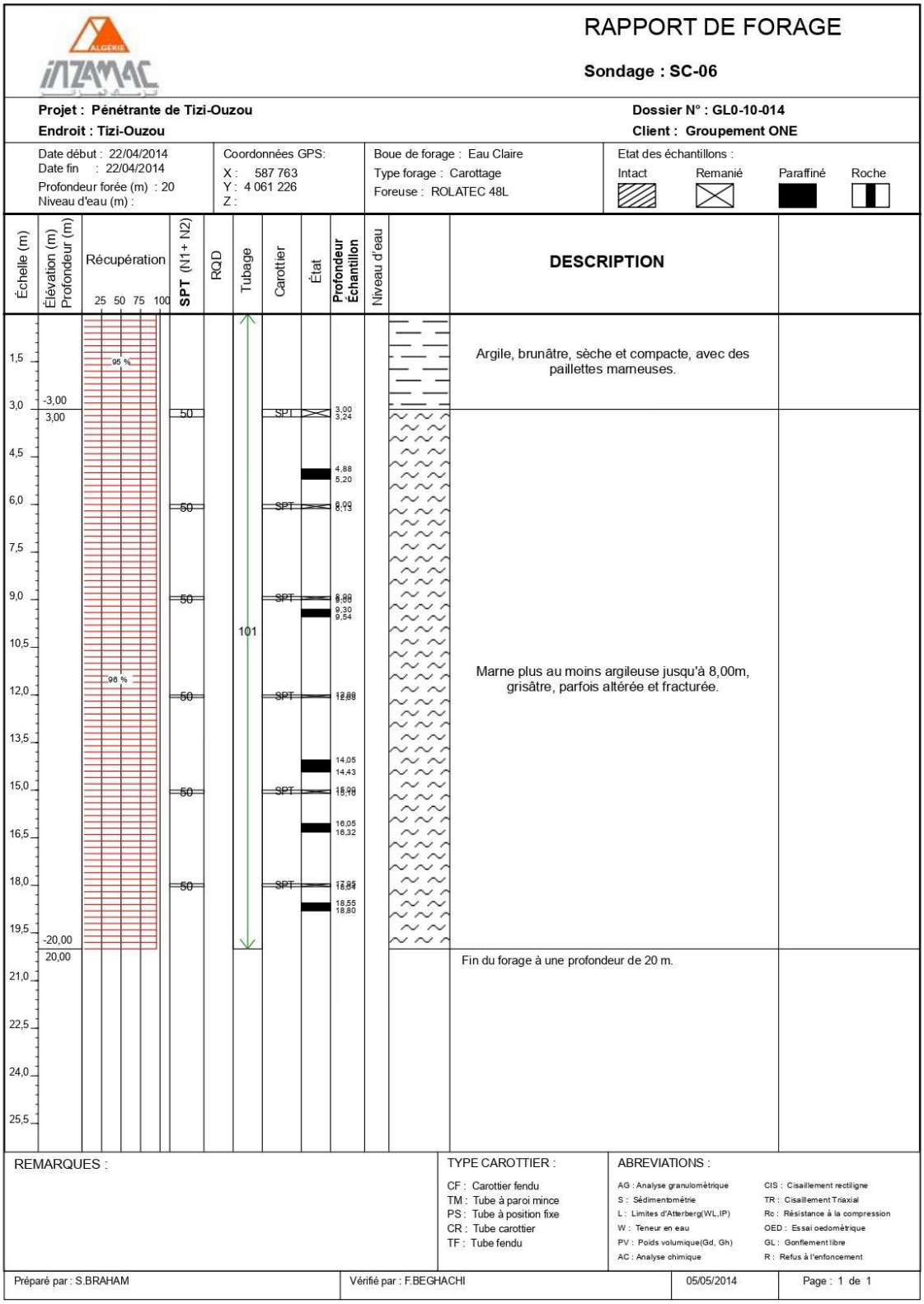
[20] : Mongi BEN OUÉZDOU, COURS OUVRAGES D'ART, Tome 1 : Conception, ENIT, BP 3, Belvédère1002Tunis,



ANNEXE A.

RESULTATS GEOTECHNIQUES

EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-06

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou — **Dossier N° : GL0-10-014**

Endroit : Tizi-Ouzou — **Client : Groupement ONE**

Date début : 22/04/2014
Date fin : 22/04/2014
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 587 763
Y : 4 061 226
Z :

Boue de forage : Eau Claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 48L

Etat des échantillons : Intact, Remanié, Paraffiné, Roche

Échelle (m) | Élévation (m) Profondeur (m) | Récupération (25 50 75 100) | SPT (N1+ N2) | RQD | Tubage | Carottier | État | Profondeur Échantillon | Niveau d'eau | DESCRIPTION

1,5 — 3,0 — 4,5 — 6,0 — 7,5 — 9,0 — 10,5 — 12,0 — 13,5 — 15,0 — 16,5 — 18,0 — 19,5 — 21,0 — 22,5 — 24,0 — 25,5

95 %

-3,00

3,00

50 — SPT — 3,00 / 3,24

4,88 / 5,20

50 — SPT — 6,00 / 6,13

50 — SPT — 8,80 / 9,00 / 9,30 / 9,54

101

98 %

50 — SPT — 12,00 / 12,00

14,05 / 14,43

50 — SPT — 15,00 / 15,70

16,05 / 16,32

50 — SPT — 17,75 / 18,04

18,55 / 18,80

-20,00

20,00

Argile, brunâtre, sèche et compacte, avec des paillettes marneuses.

Marne plus au moins argileuse jusqu'à 8,00m, grisâtre, parfois altérée et fracturée.

Fin du forage à une profondeur de 20 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : S.BRAHAM | Vérifié par : F.BEGHACHI | 05/05/2014 | Page : 1 de 1



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-06
Caisse n° : 01/08
Profondeur : 0,00 à 2,50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-06
Caisse n° : 02/08
Profondeur : 2,50 à 5,80 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-06
Caisse n° : 03/08
Profondeur : 5,80 à 8,00 m

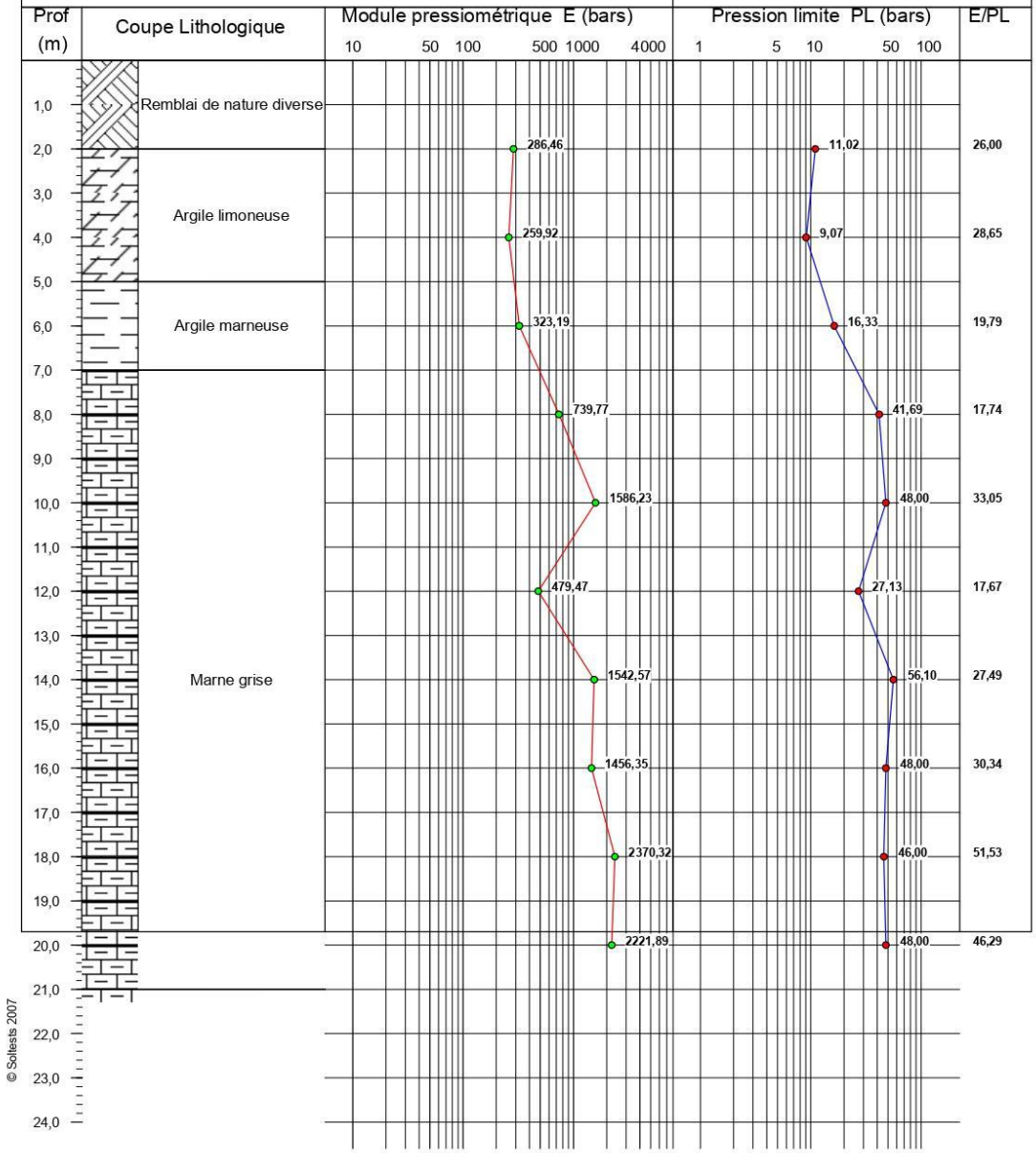
EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Projet : Aménagement de la RN 25 en axe autoroutier
N°Dossier : 430-12-0159
Lieu : DRAA EL MIZAN - TIZI OUZOU
Client : DTP TIZI OUZOU
Sondage N°: P29 (PK29+500) Appareil: APAGEO

Date essai : 09/12/2012 au 11/12/2012
Profondeur nappe / TN (m) :
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :



Remarque :

RAPPORT D'ESSAI

Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

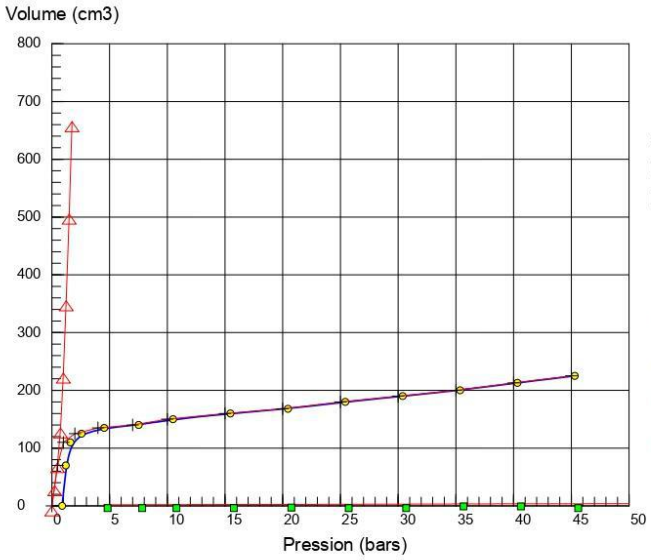
Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Bouira

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-07
Profondeur Essai : 10 m

Coordonnées GPS :
X : 587 604 Z :
Y : 4 061 212

Date essai : 15/04/2014
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 861,39 bars
Pression limite : PL = 45,30 bars
Pression de fluage : Pf = 45,30 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,90
0,50	45	70	1,21
1,00	95	110	1,61
2,00	123	125	2,57
4,00	133	135	4,54
7,00	138	140	7,53
10,00	148	150	10,50
15,00	158	160	15,47
20,00	165	168	20,45
25,00	178	180	25,42
30,00	188	190	30,39
35,00	195	200	35,37
40,00	208	213	40,33

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
45,00	223	225	45,30

© SolTests 2013

Remarque :

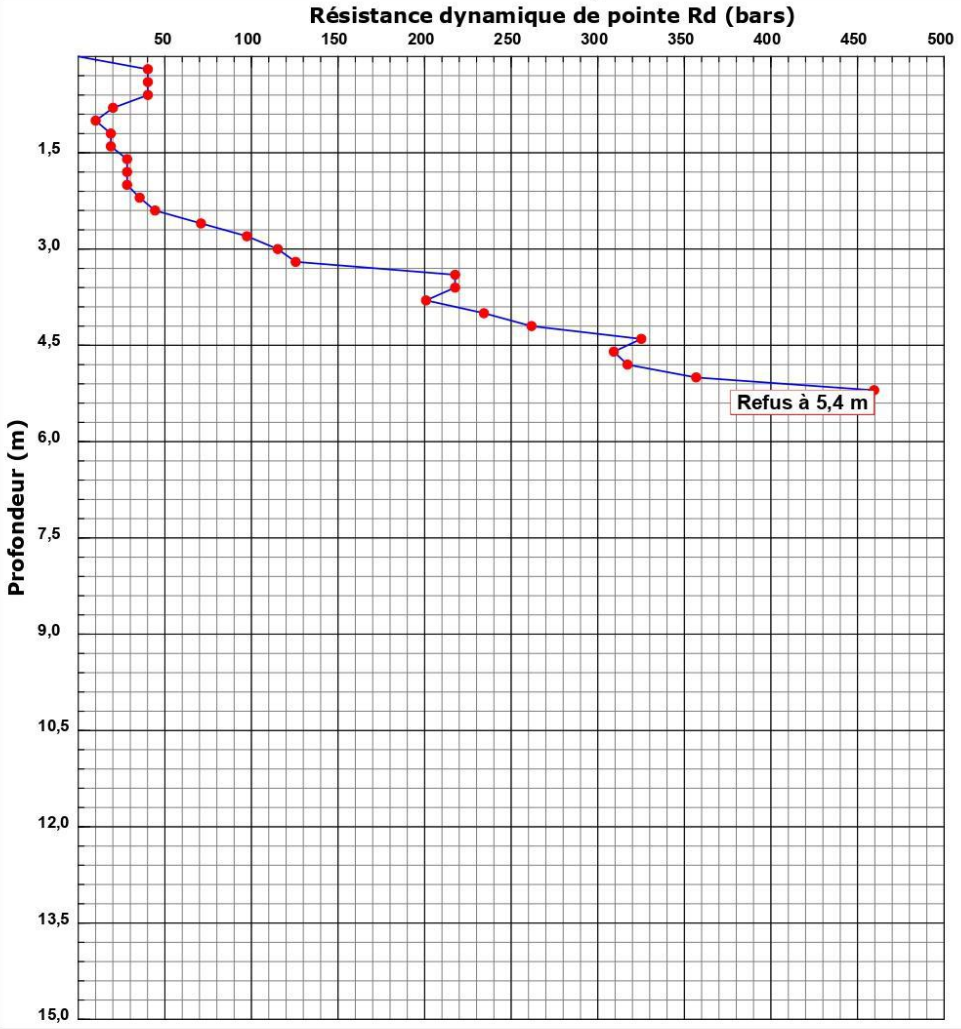
Préparé par : R.BENHADDOU Date :

Approuvé par : F.BEGHACHI Date :

EXEMPLE D'UN ESSAI PENETROMETRE

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : Pénétrante de Tizi-Ouzou N°DOSSIER : GLT-14-015 LIEU : Tizi Ouzou Bouira CLIENT : Groupement ONE DATE ESSAIS : 07/05/2014	**Référence essai : PD-03** **Localisation : O.A 29,1** **Coordonnées GPS :** X : 587 703 Z : Y : 4 061 211

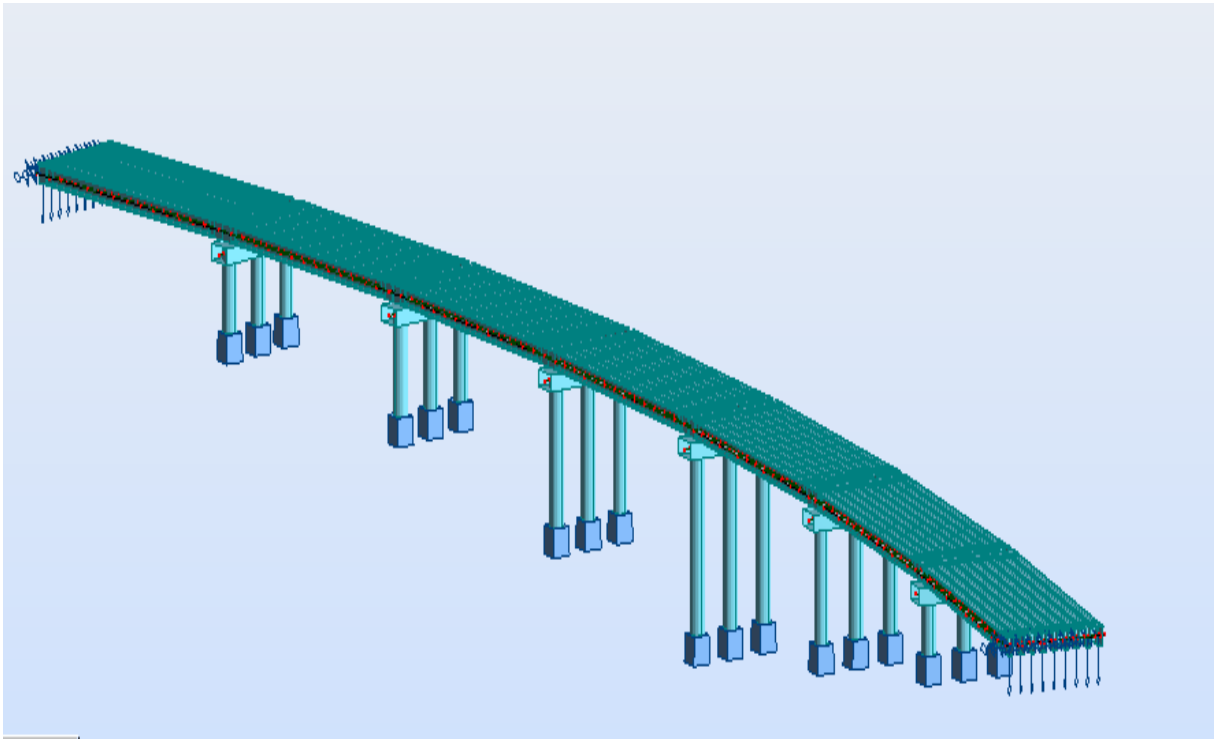


Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg	Longueur des tiges : 1 m
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg	Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm	Enfoncement (e) : 20 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²	

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e/N \times (m + \sum m')}$$



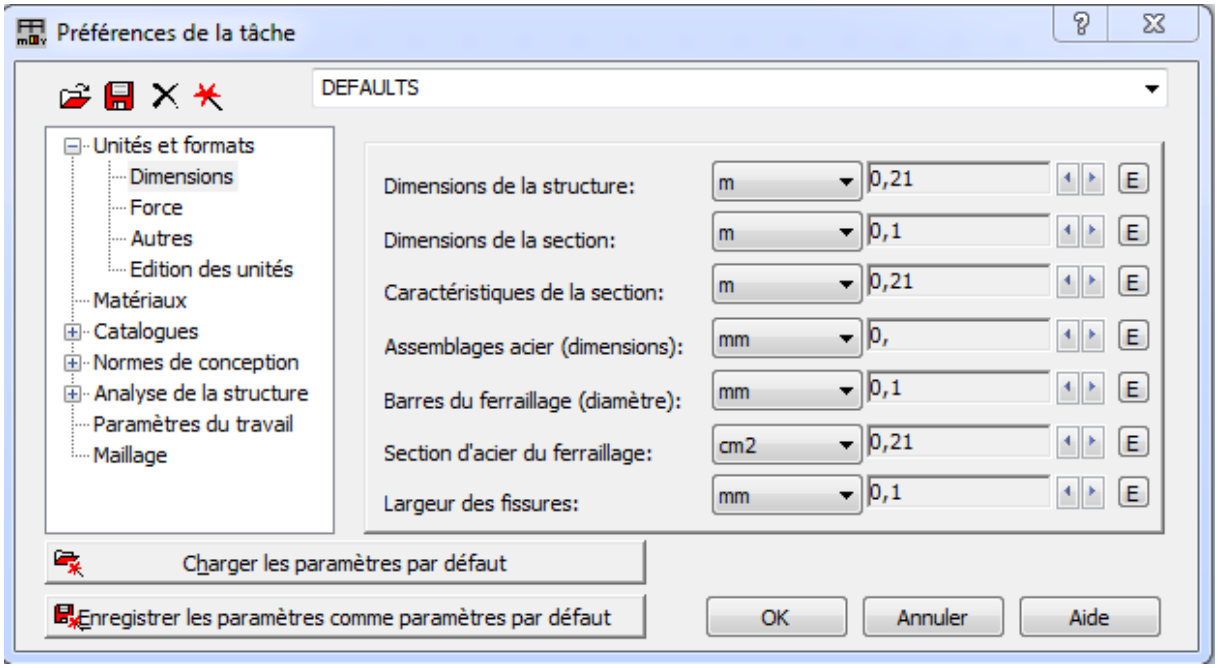
ANNEXE B.

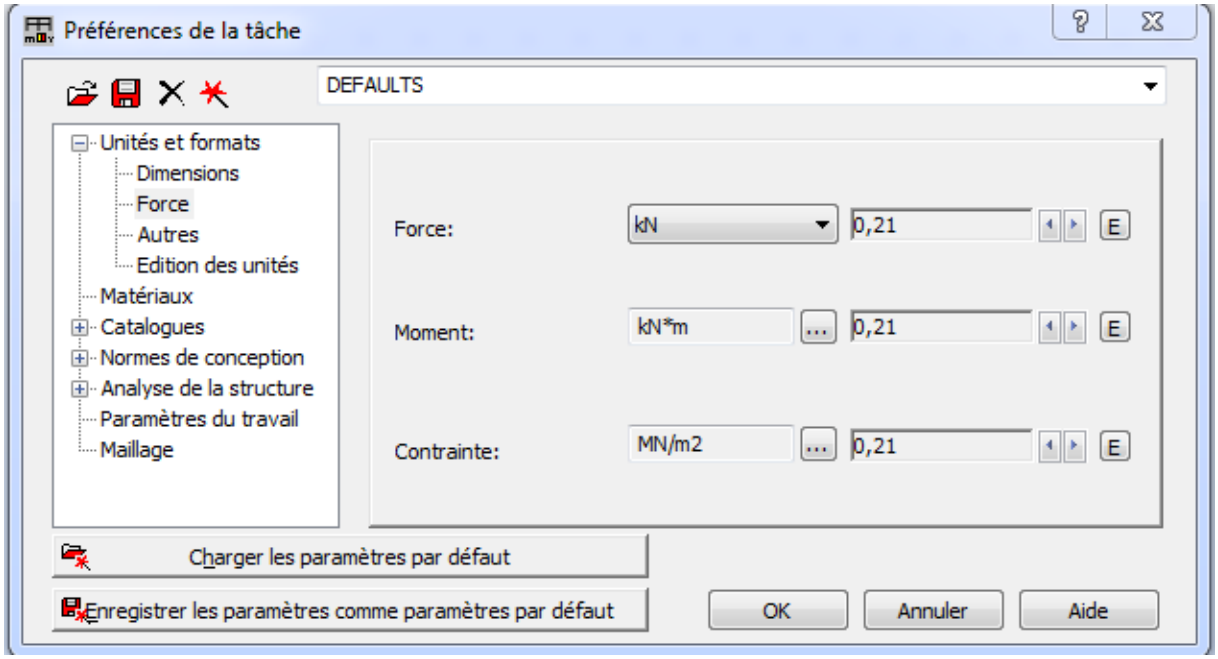
MODELISATION SUR ROBOT ANALYSIS

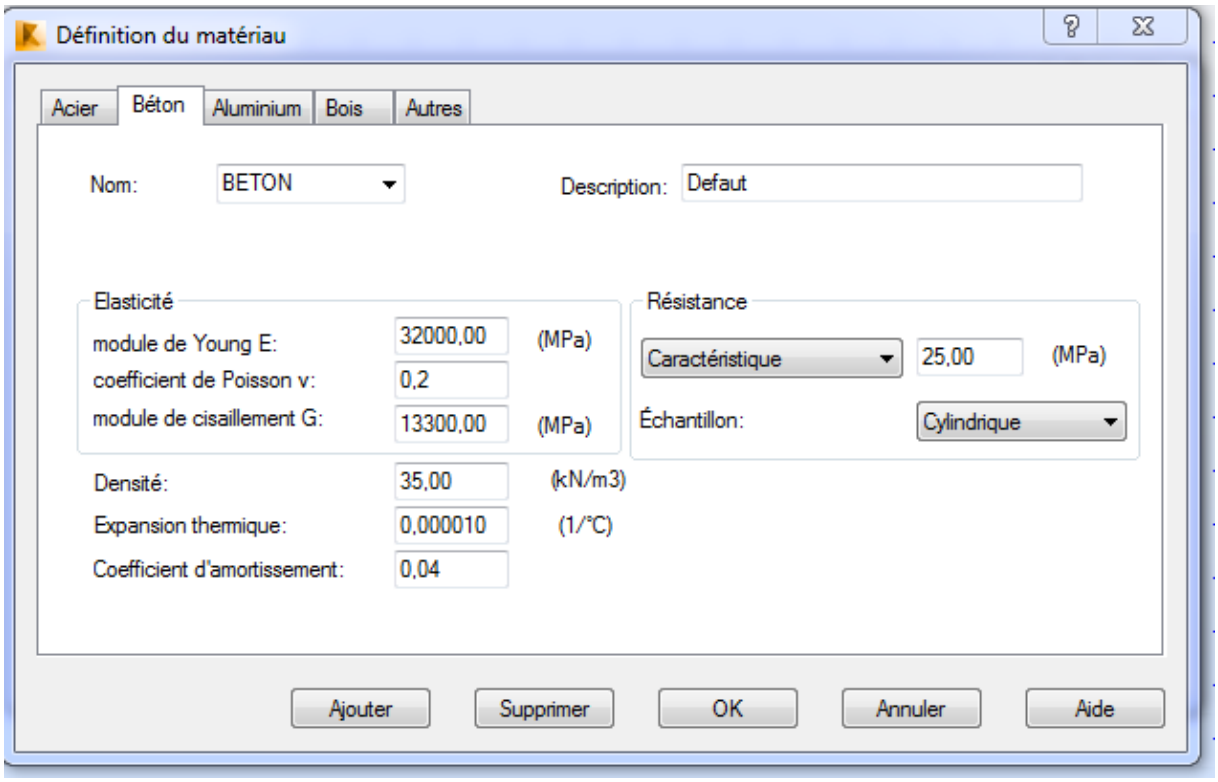
✓ **ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2014 :**

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel.

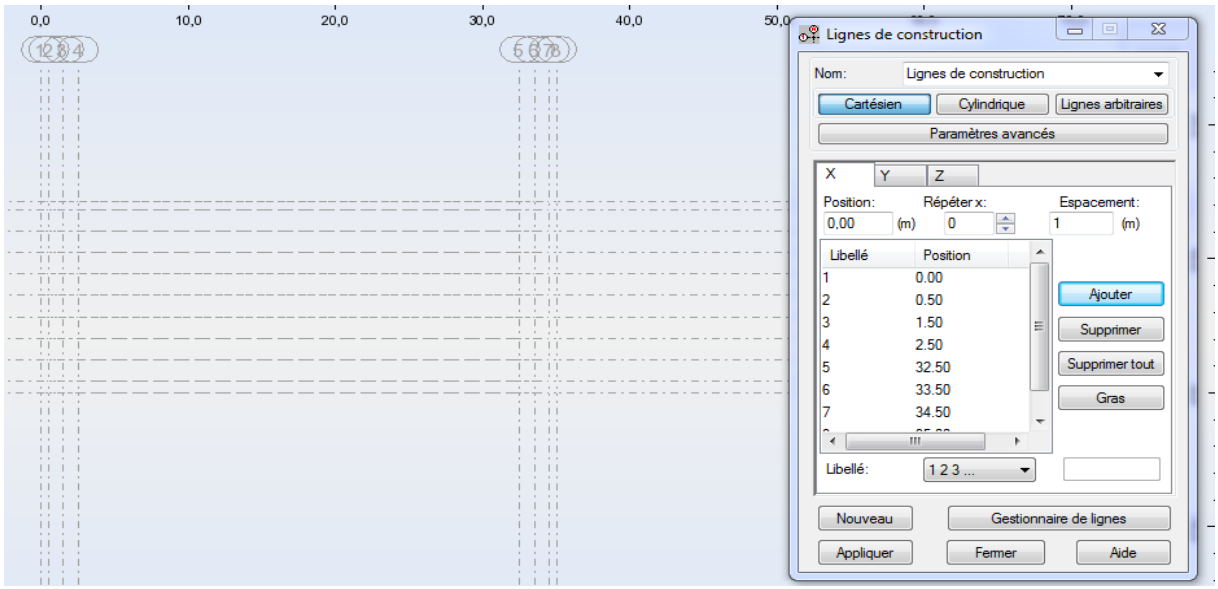
➢ **On commence par régler les unités et les faire entrer les caractéristiques du matériau :**



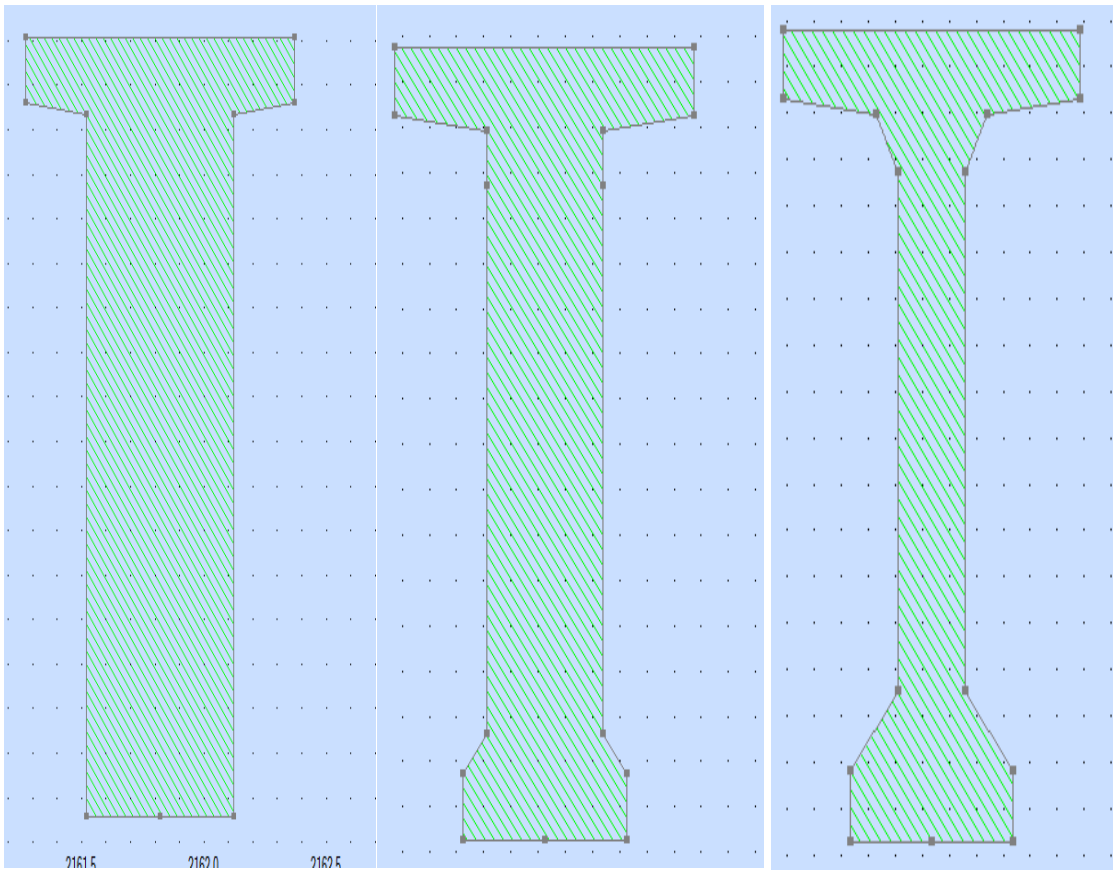




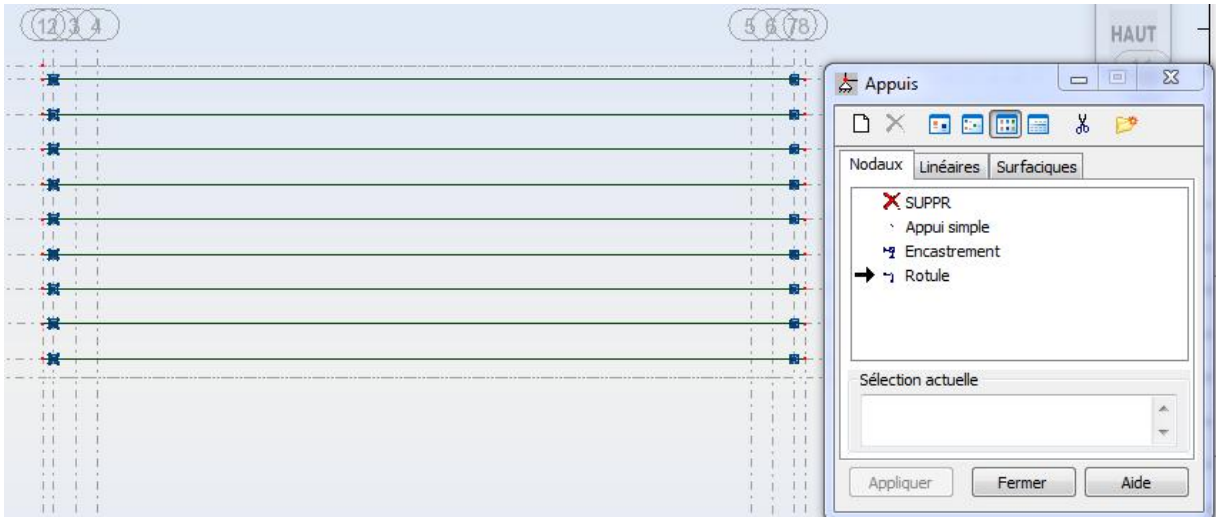
- **Ensuite, on dessine les lignes de construction.**



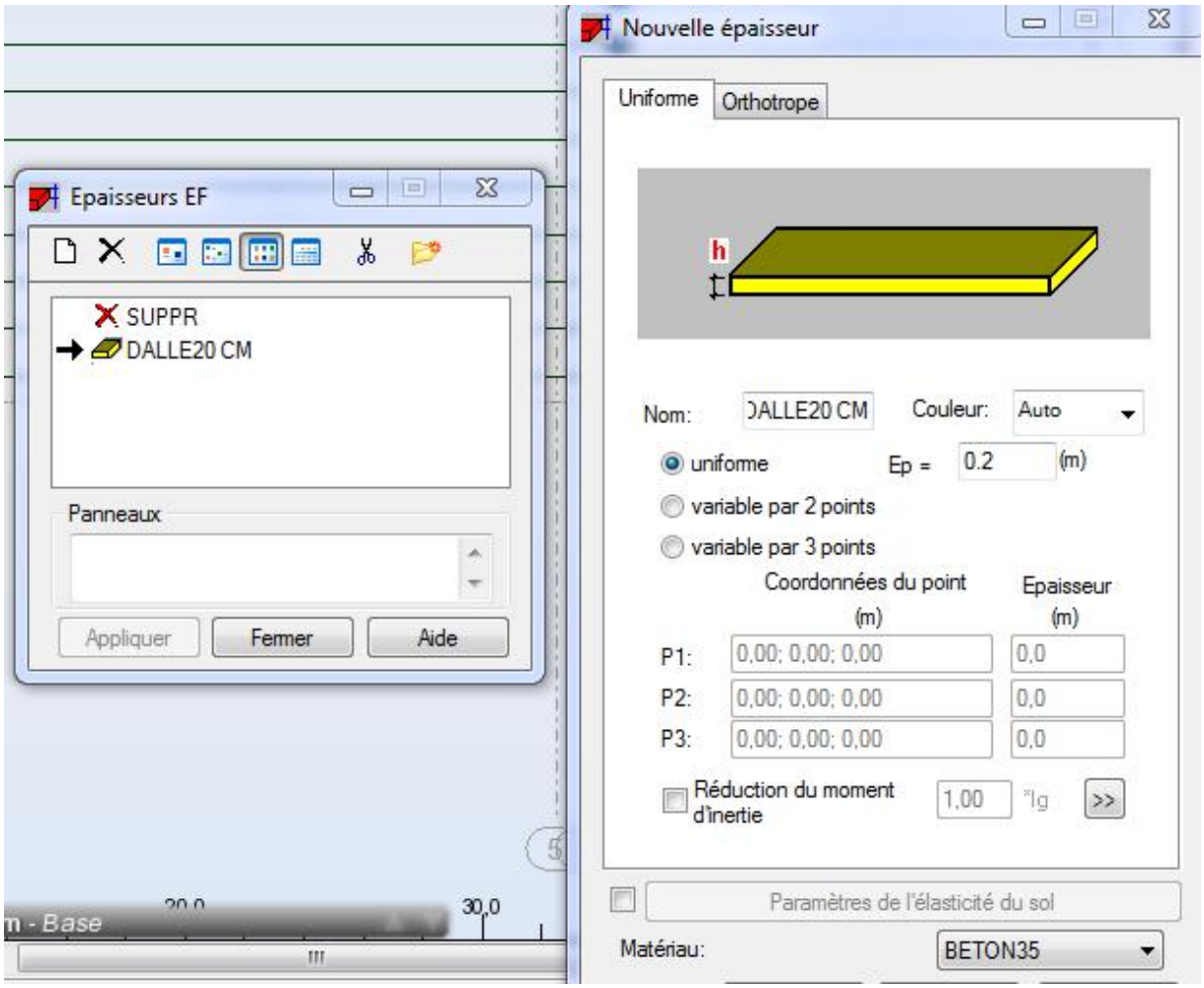
- **On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.**



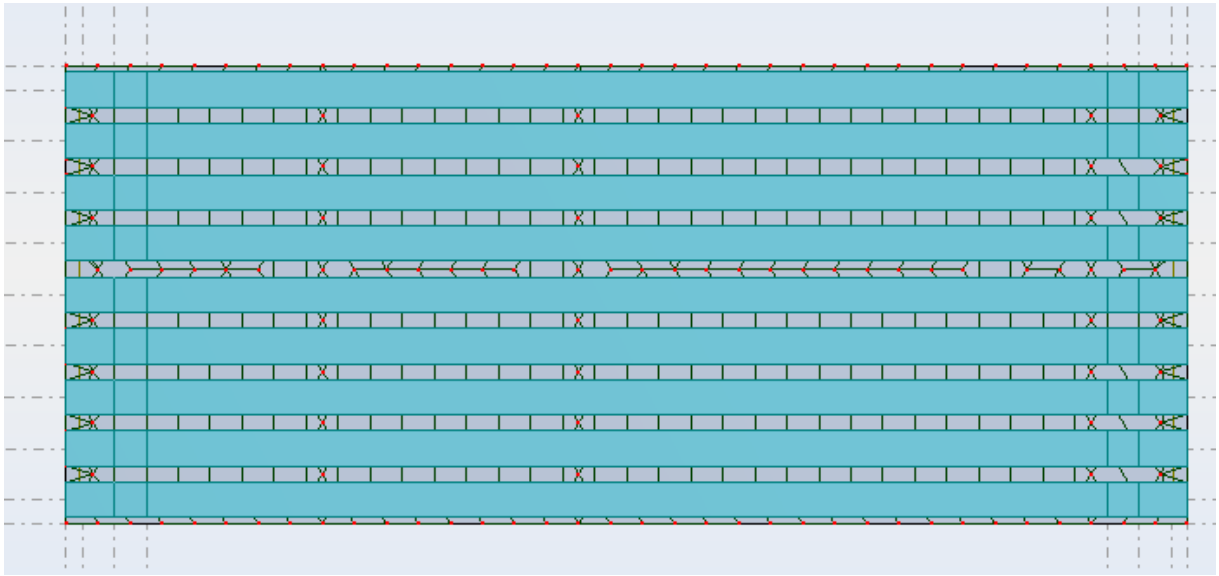
- **Après le dessin des barres avec nos poutres, on définit les appuis de part et d'autre des poutres.**

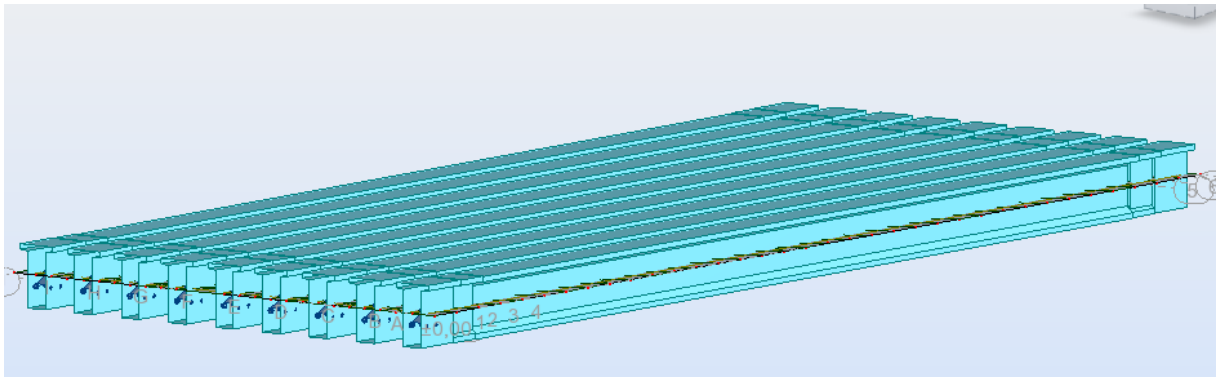


- **Ensuite, on définit notre hourdis.**

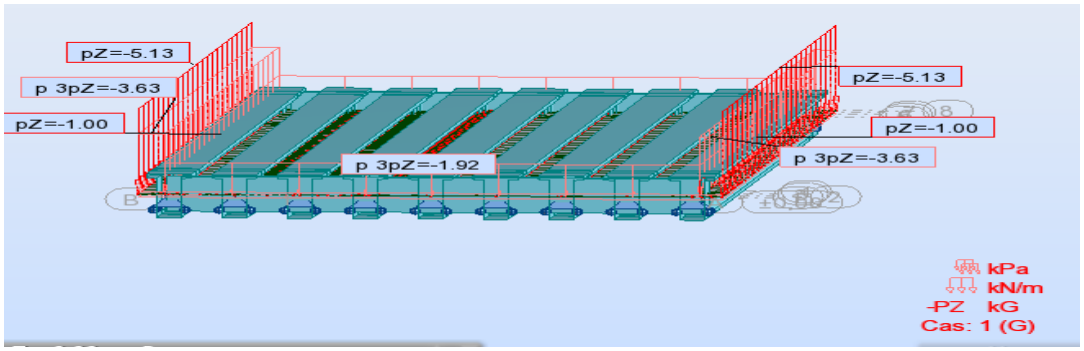


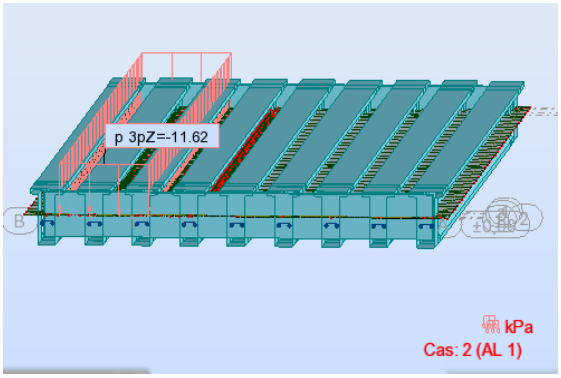
- **Et on obtient le tablier suivant.**

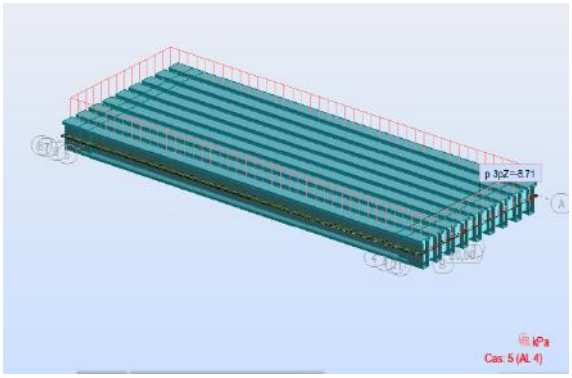


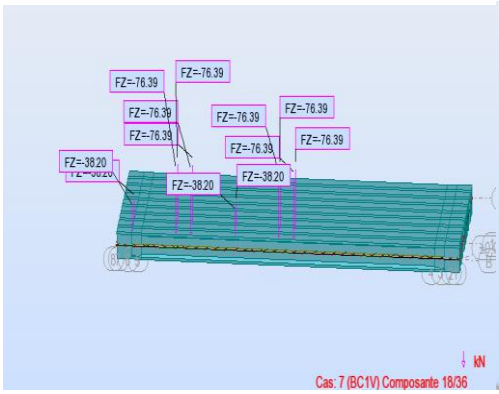


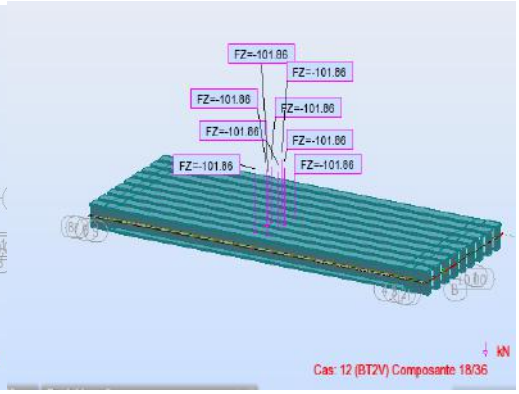
✓ **LES CHARGES PERMANENTES ET LES CHARGES D'EXPLOITATIONS :**

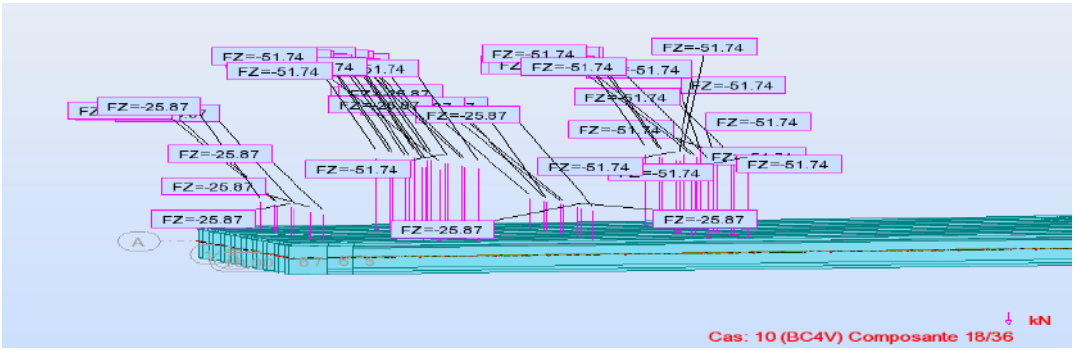


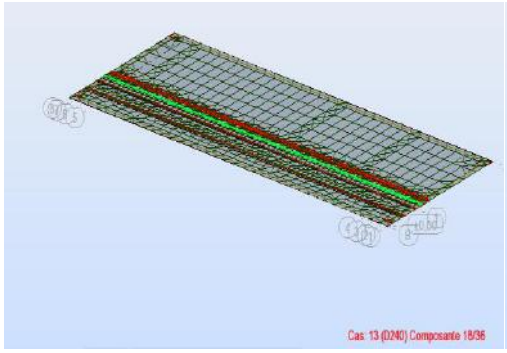


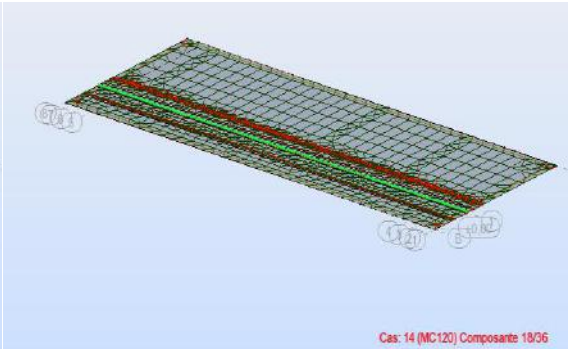


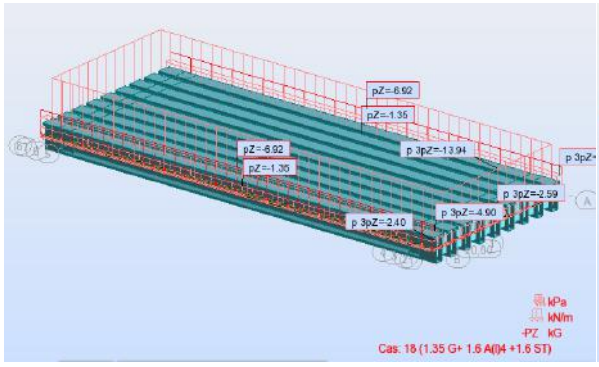


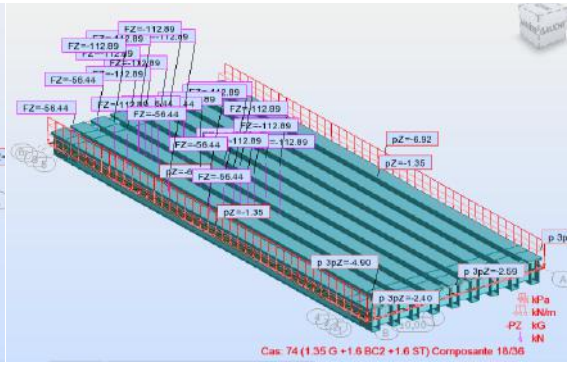


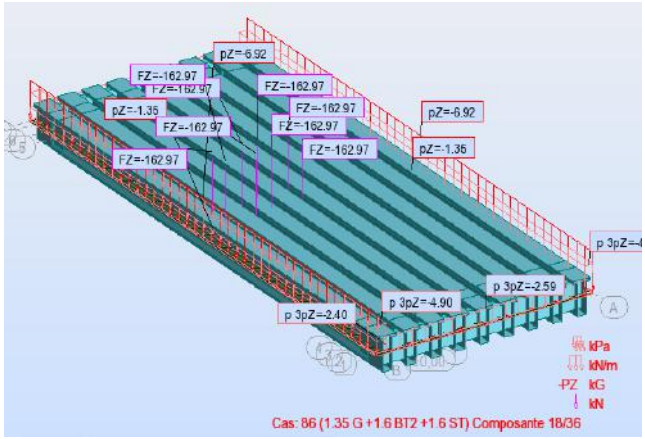

FZ=-51.74
FZ=-25.87
kN
Cas: 10 (BC4V) Composante 18/36

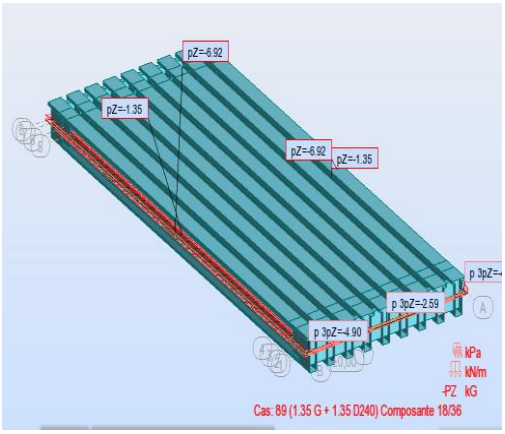

Cas: 13 (D240) Composante 18/36

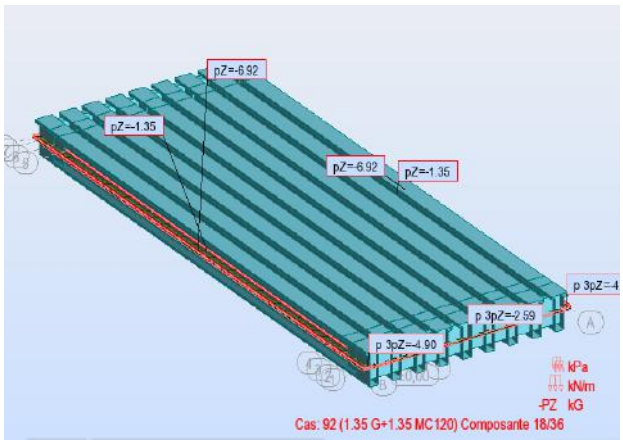

Cas: 14 (MC120) Composante 18/36

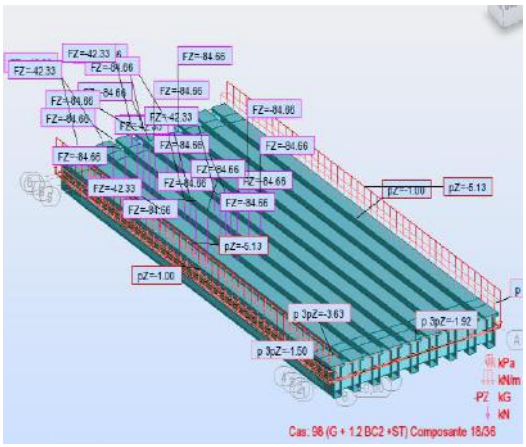

pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-13.94
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.40
kPa
kN/m
PZ kG
Cas: 18 (1.35 G+ 1.6 A(l)4 +1.6 ST)

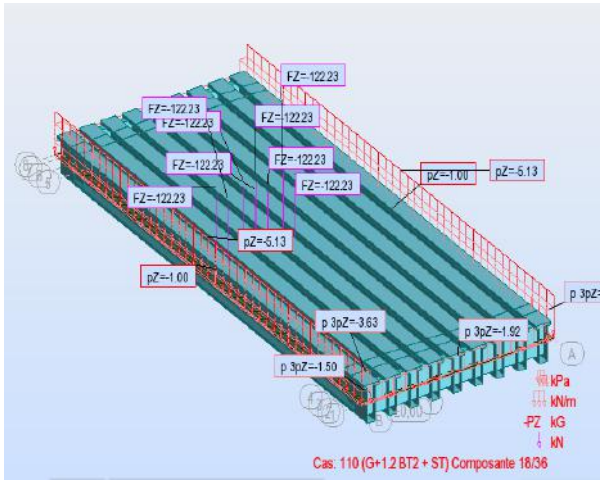

FZ=-112.89
FZ=-56.44
pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-2.40
kPa
kN/m
PZ kG
kN
Cas: 74 (1.35 G +1.6 BC2 +1.6 ST) Composante 18/36

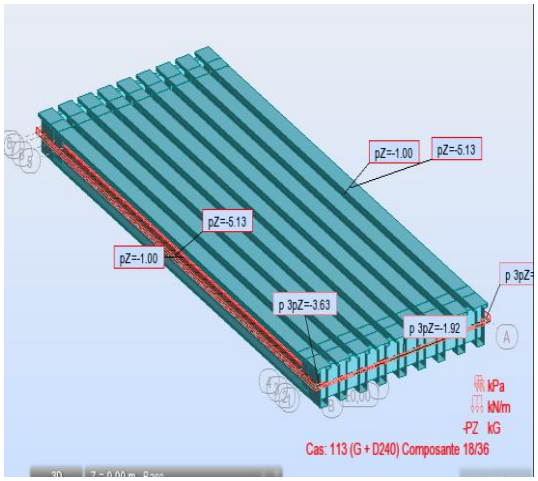

pZ=-6.92
FZ=-162.97
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.40
kPa
kN/m
PZ kG
kN
Cas: 86 (1.35 G +1.6 BT2 +1.6 ST) Composante 18/36

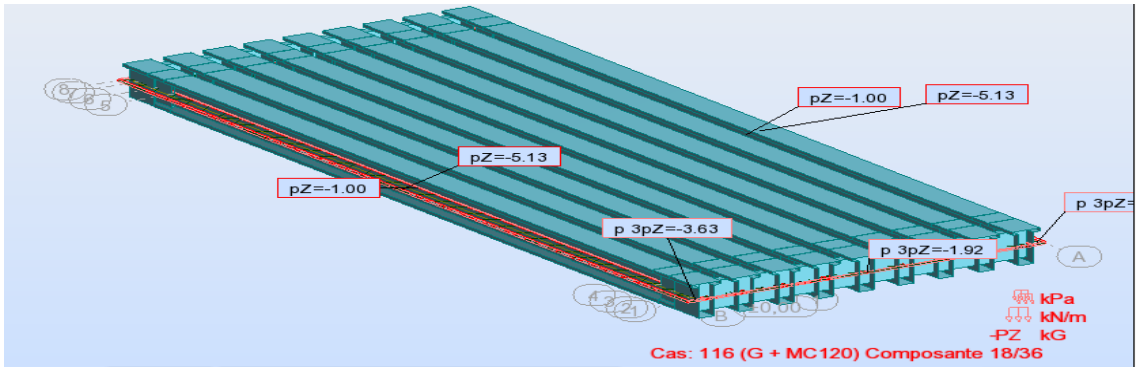

pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-2.59
p 3pZ=-4.90
kPa
kN/m
PZ kG
Cas: 89 (1.35 G + 1.35 D240) Composante 18/36



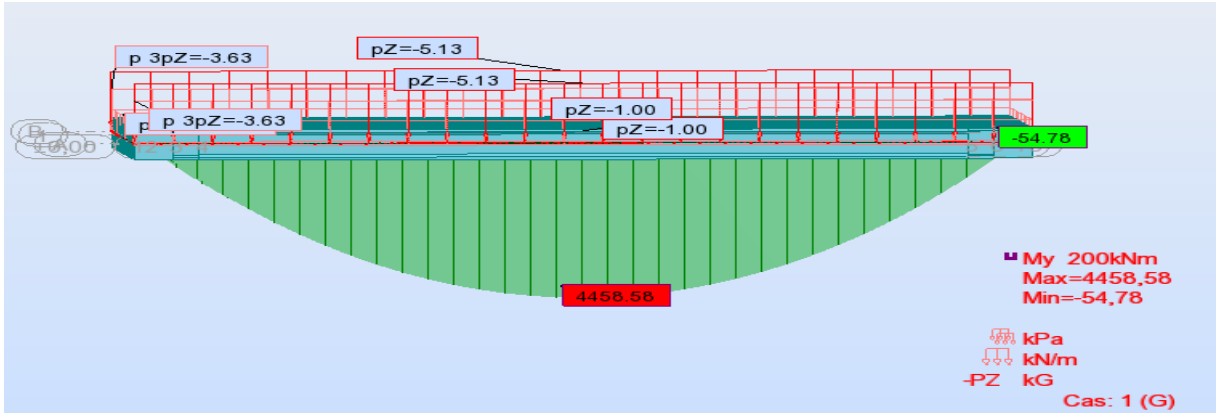


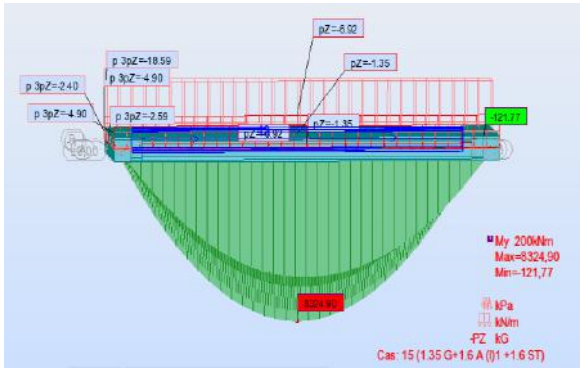


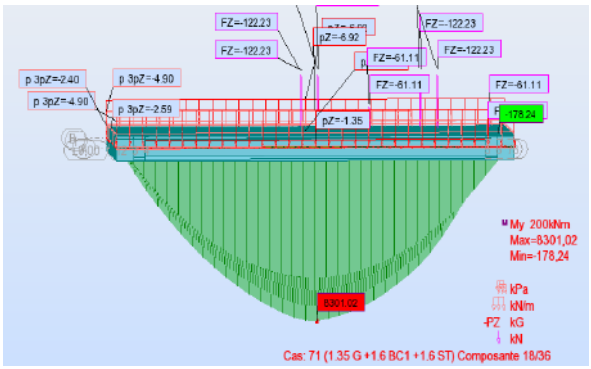


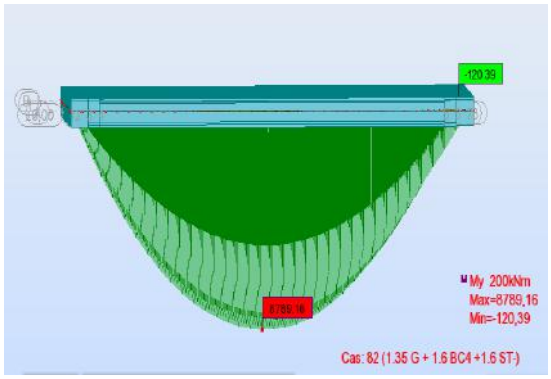


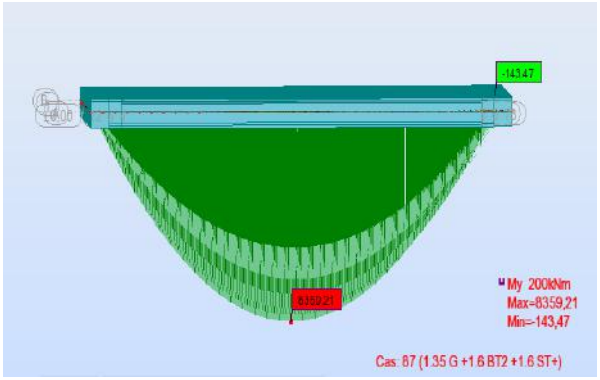
✓ LES MOMENT FLECHISSANT :

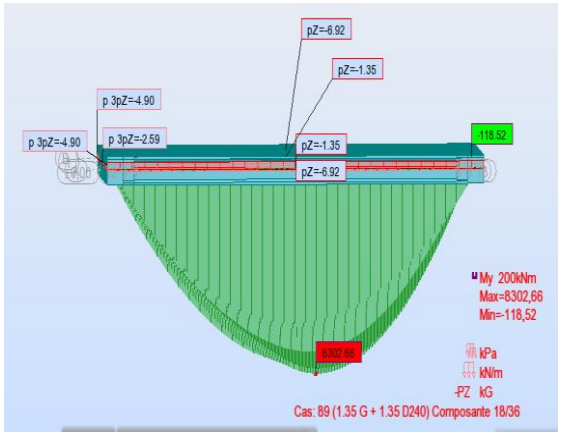


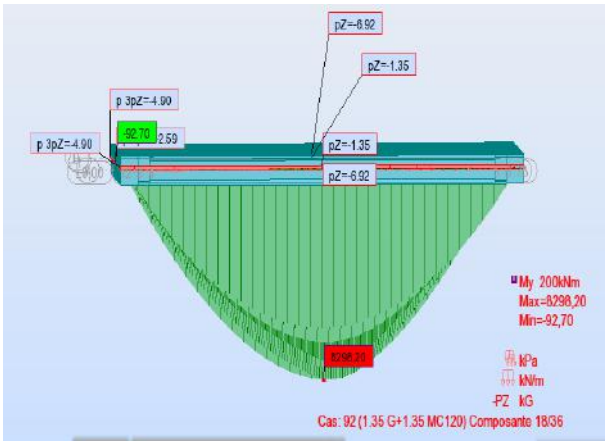

pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-18.59
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.40
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.59
-121.77
My 200kNm
Max=8324,90
Min=-121,77
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 15 (1.35 G+1.6 A (l)1 +1.6 ST)

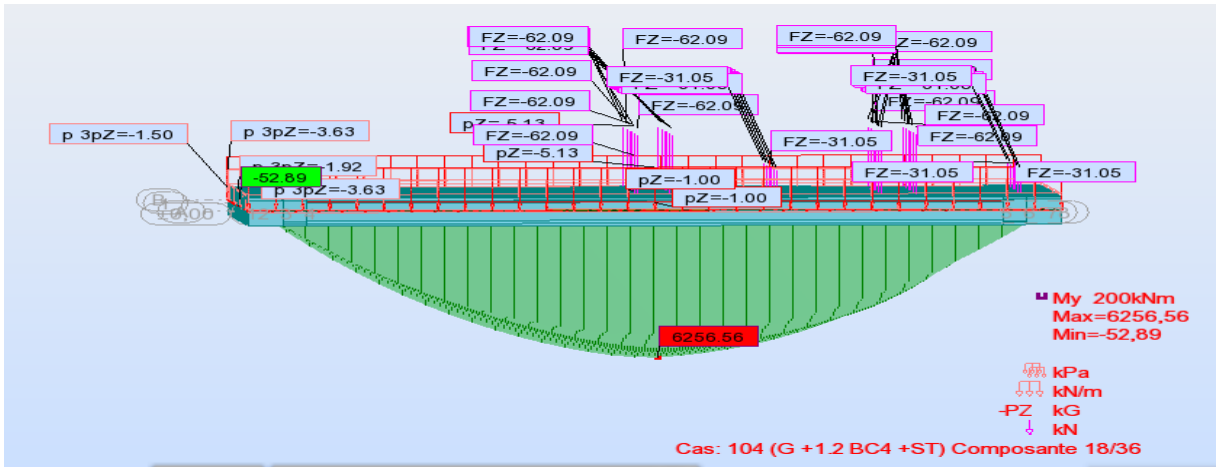

FZ=-122.23
FZ=-122.23
pZ=-6.92
FZ=-122.23
FZ=-61.11
FZ=-61.11
FZ=-61.11
p 3pZ=-2.40
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.59
pZ=-1.35
-178.24
My 200kNm
Max=8301,02
Min=-178,24
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 71 (1.35 G +1.6 BC1 +1.6 ST) Composante 18/36

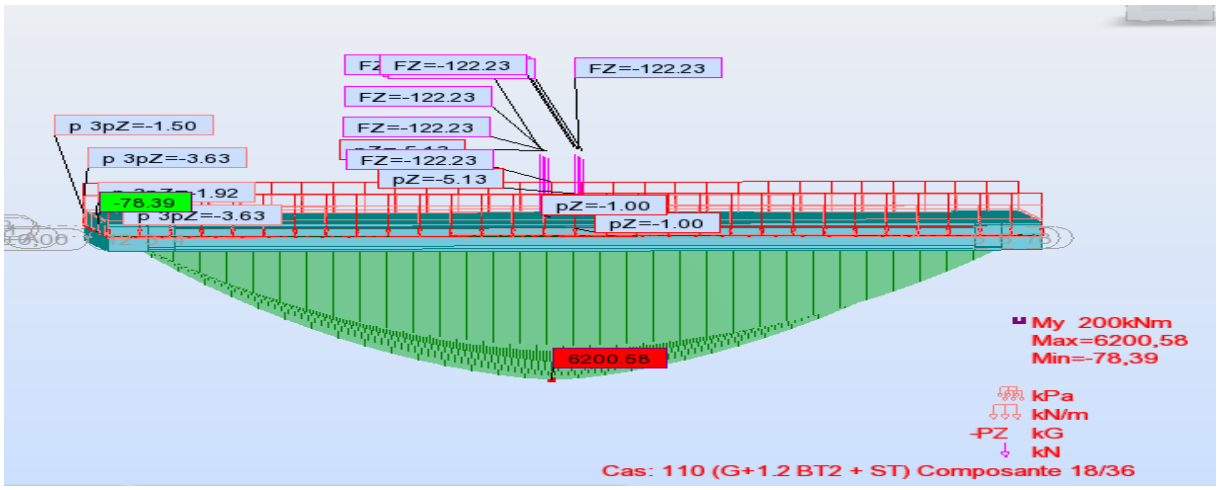

-120.39
My 200kNm
Max=8789,16
Min=-120,39
Cas: 82 (1.35 G + 1.6 BC4 +1.6 ST-)

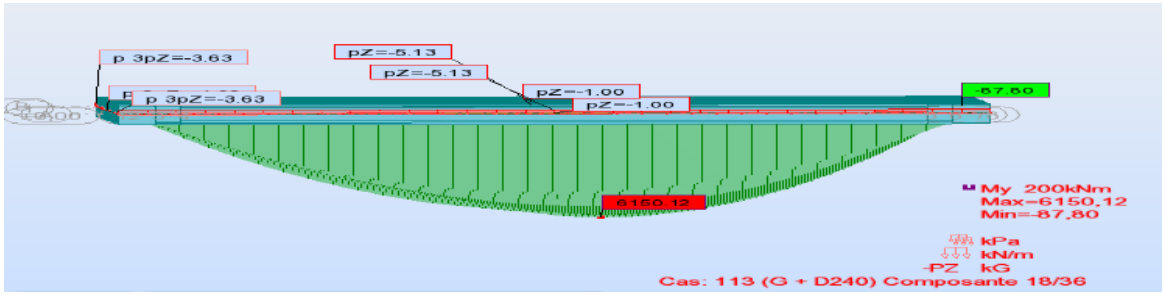

-143.47
My 200kNm
Max=8359,21
Min=-143,47
Cas: 87 (1.35 G +1.6 BT2 +1.6 ST+)

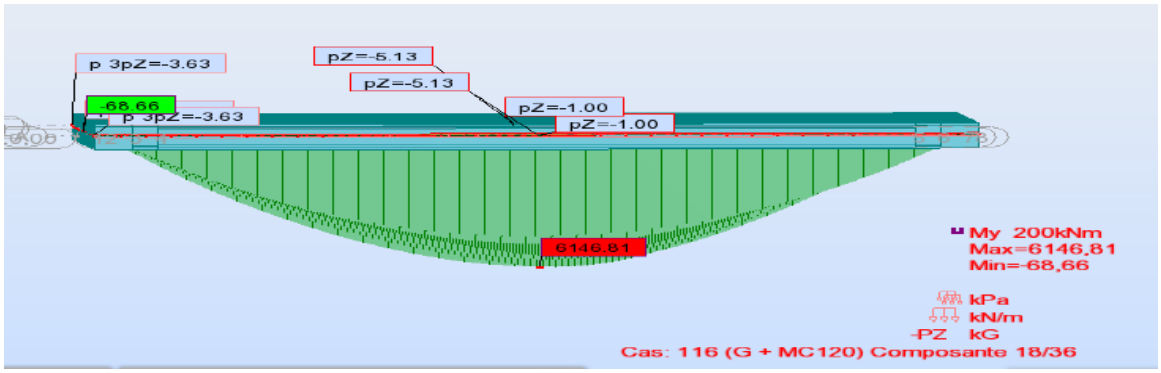

pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-2.59
pZ=-1.35
pZ=-6.92
-118.52
My 200kNm
Max=8302,66
Min=-118,52
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 89 (1.35 G + 1.35 D240) Composante 18/36


pZ=-6.92
pZ=-1.35
p 3pZ=-4.90
p 3pZ=-4.90
-92.70
2.59
pZ=-1.35
pZ=-6.92
My 200kNm
Max=8298,20
Min=-92,70
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 92 (1.35 G+1.35 MC120) Composante 18/36

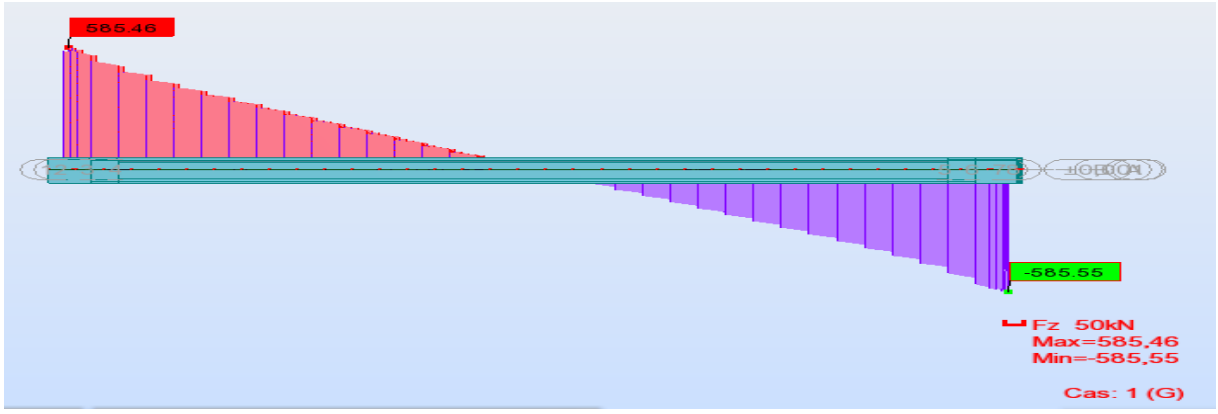

FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-31.05
FZ=-31.05
FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-62.09
FZ=-31.05
FZ=-62.09
pZ=-5.13
pZ=-5.13
p 3pZ=-1.50
p 3pZ=-3.63
-52.89
p 3pZ=-3.63
pZ=-1.00
pZ=-1.00
FZ=-31.05
FZ=-31.05
My 200kNm
Max=6256,56
Min=-52,89
6256.56
kPa
kN/m
-PZ kG
kN
Cas: 104 (G +1.2 BC4 +ST) Composante 18/36

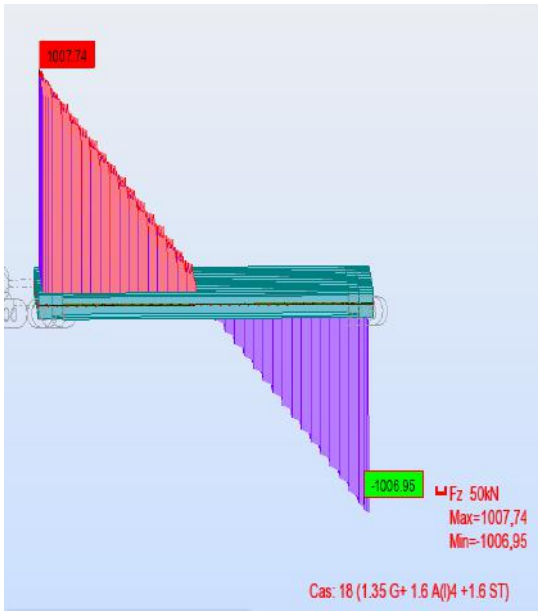


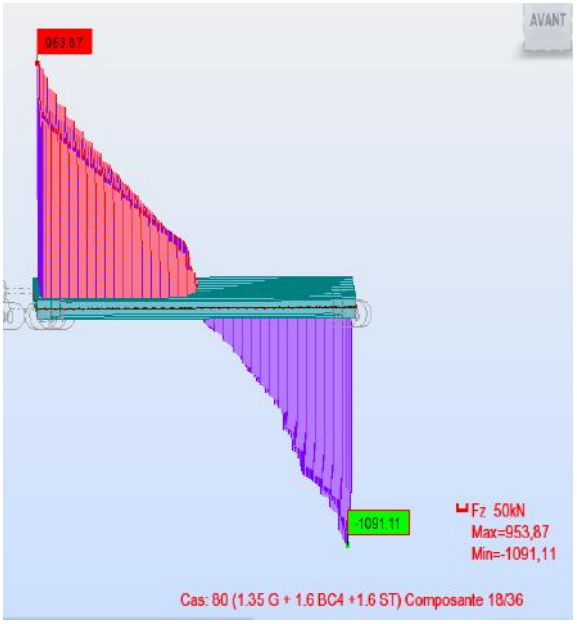


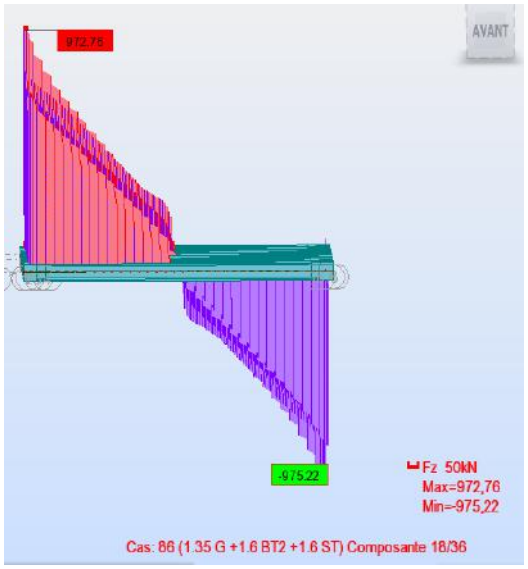


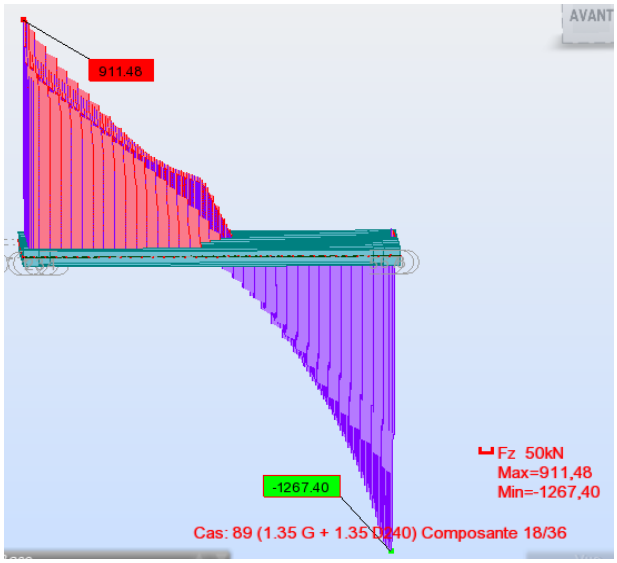
✓ LES EFFORTS TRANCHANTS :

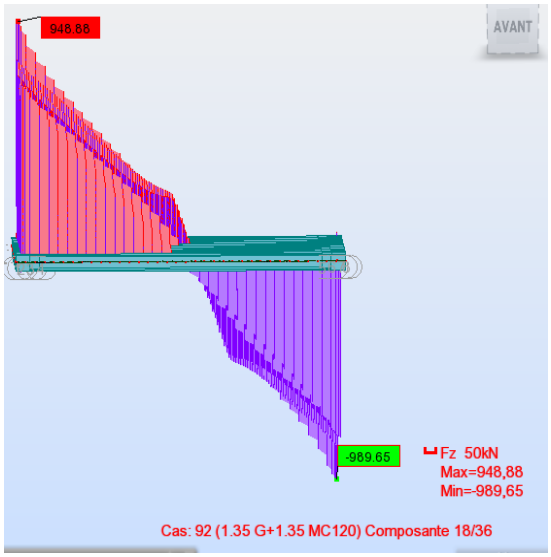


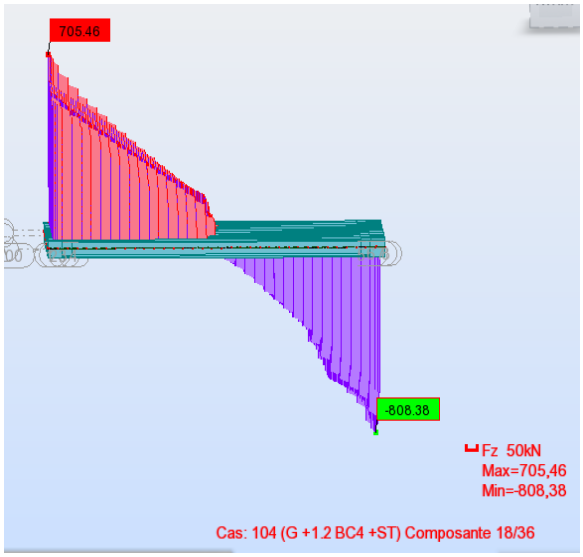

1007.74
-1006.95
Fz 50kN
Max=1007,74
Min=-1006,95
Cas: 18 (1.35 G+ 1.6 A(l)4 +1.6 ST)

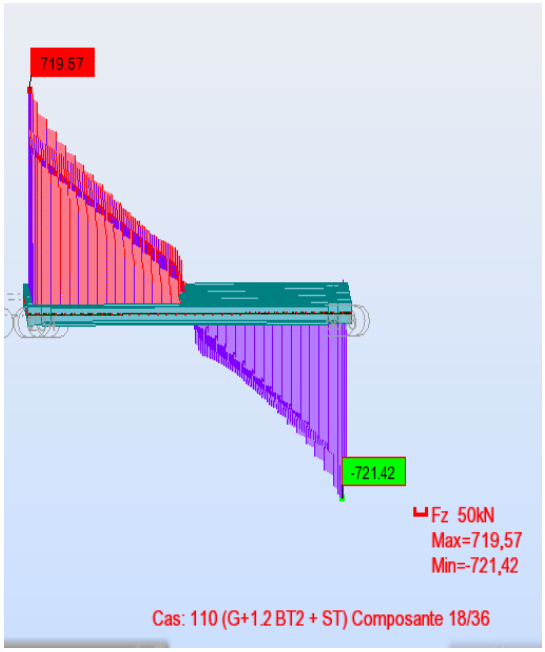

AVANT
953.87
-1091.11
Fz 50kN
Max=953,87
Min=-1091,11
Cas: 80 (1.35 G + 1.6 BC4 +1.6 ST) Composante 18/36

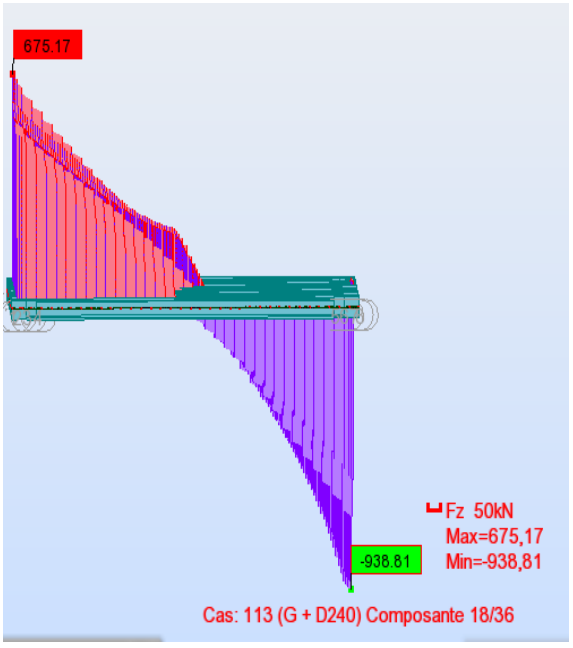

AVANT
972.76
-975.22
Fz 50kN
Max=972,76
Min=-975,22
Cas: 86 (1.35 G +1.6 BT2 +1.6 ST) Composante 18/36

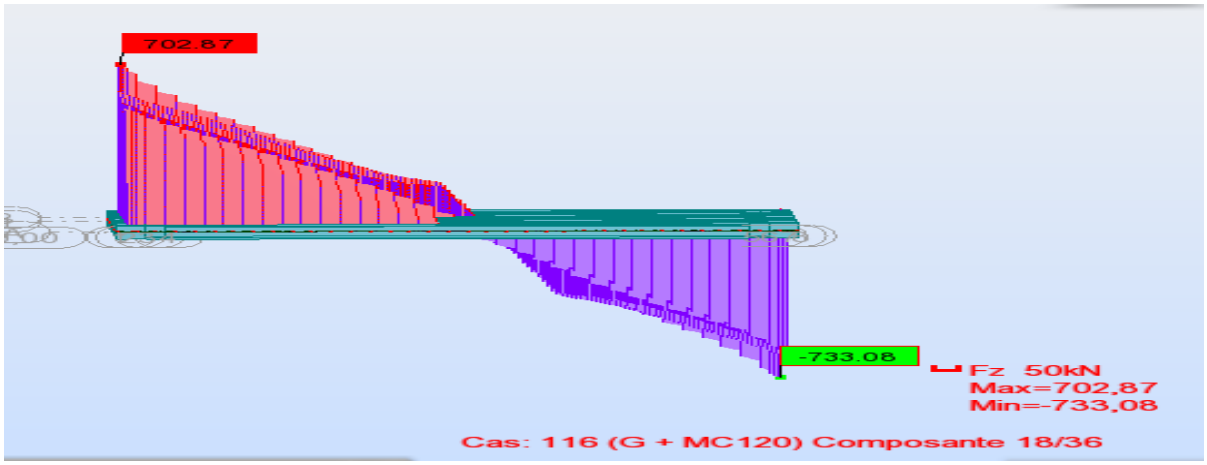

AVANT
911.48
-1267.40
Fz 50kN
Max=911,48
Min=-1267,40
Cas: 89 (1.35 G + 1.35 D40) Composante 18/36


AVANT
948.88
-989.65
Fz 50kN
Max=948,88
Min=-989,65
Cas: 92 (1.35 G+1.35 MC120) Composante 18/36

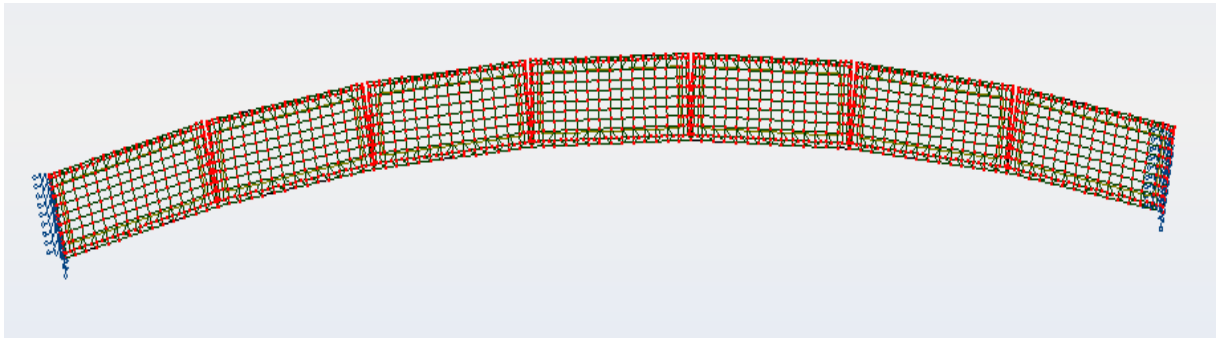

705.46
-808.38
Fz 50kN
Max=705,46
Min=-808,38
Cas: 104 (G +1.2 BC4 +ST) Composante 18/36

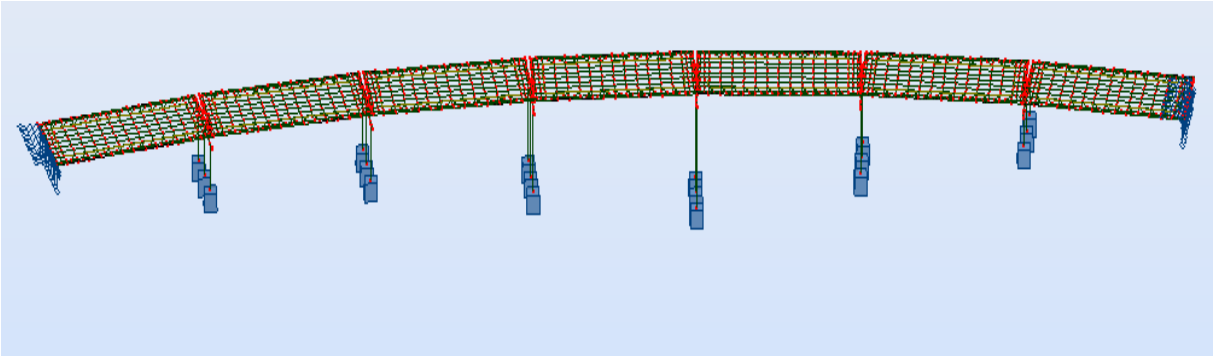


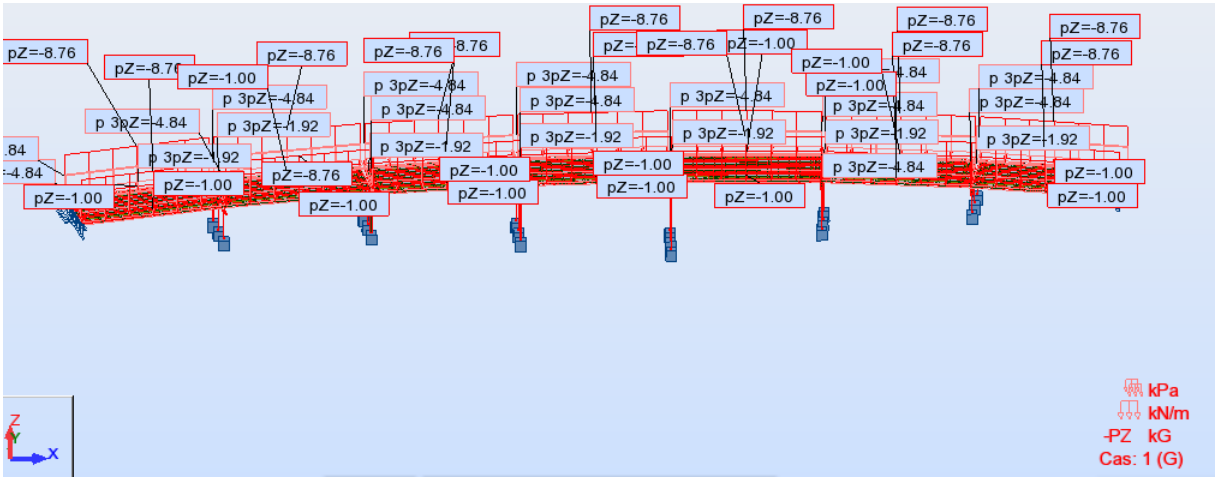


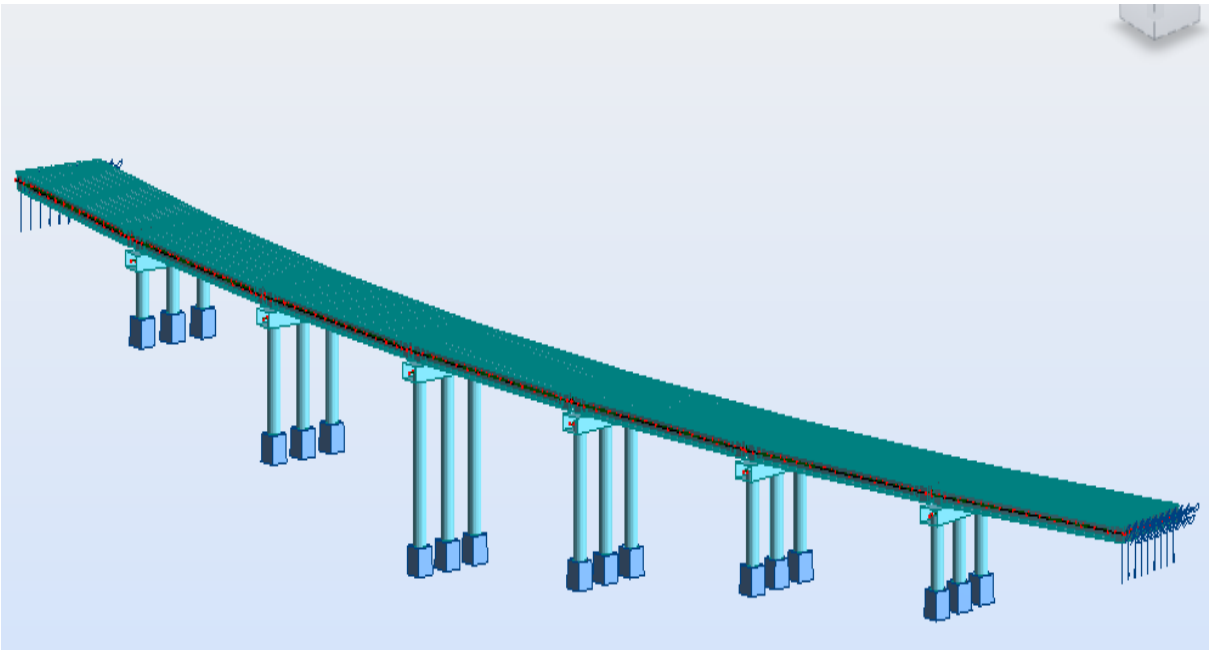


✓ MODELISATION EN 3D

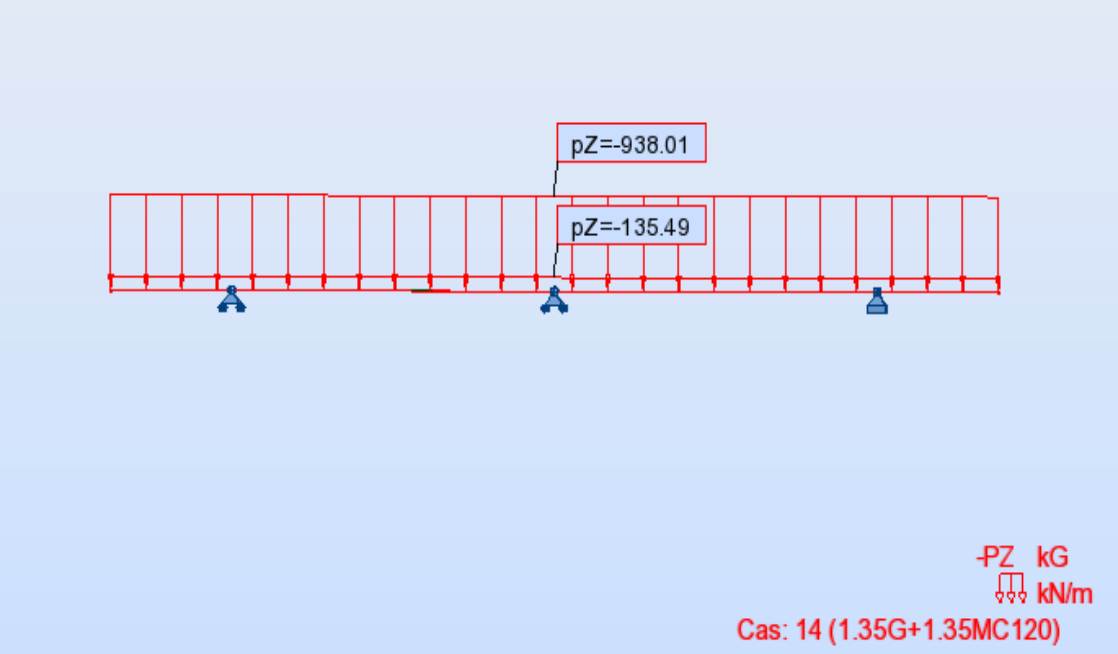


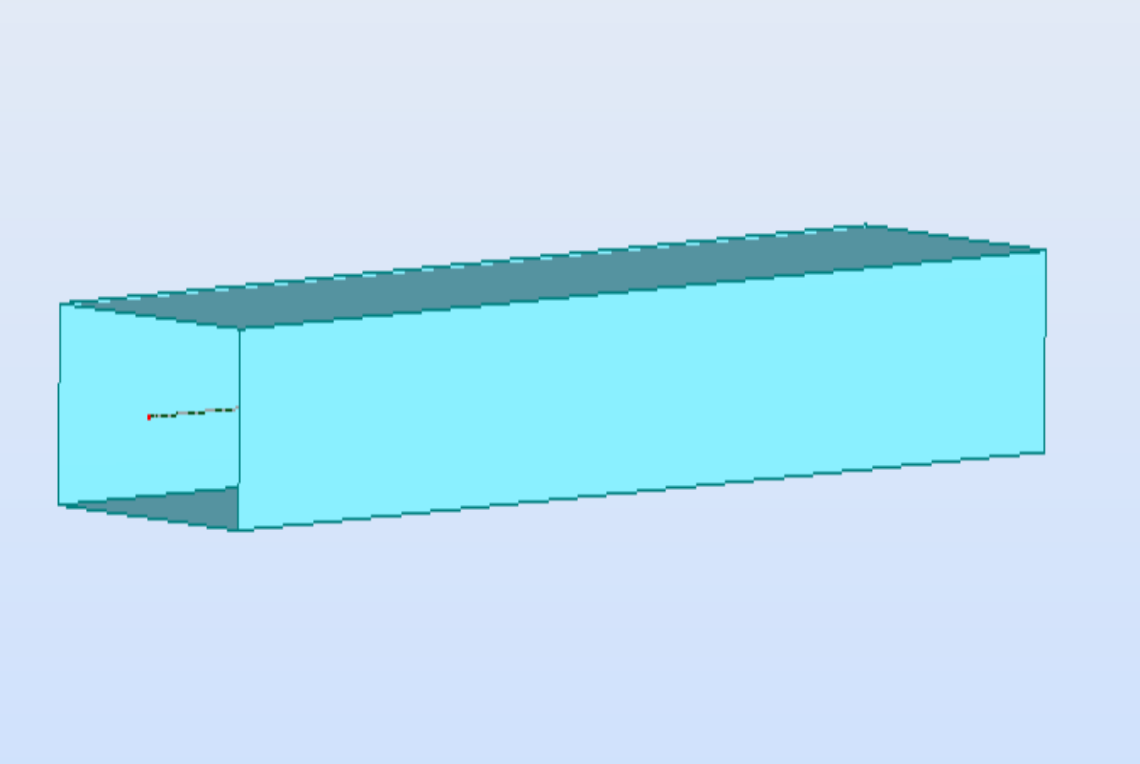



pZ=-8.76
pZ=-1.00
p 3pZ=-4.84
p 3pZ=-1.92
kPa
kN/m
-PZ kG
Cas: 1 (G)

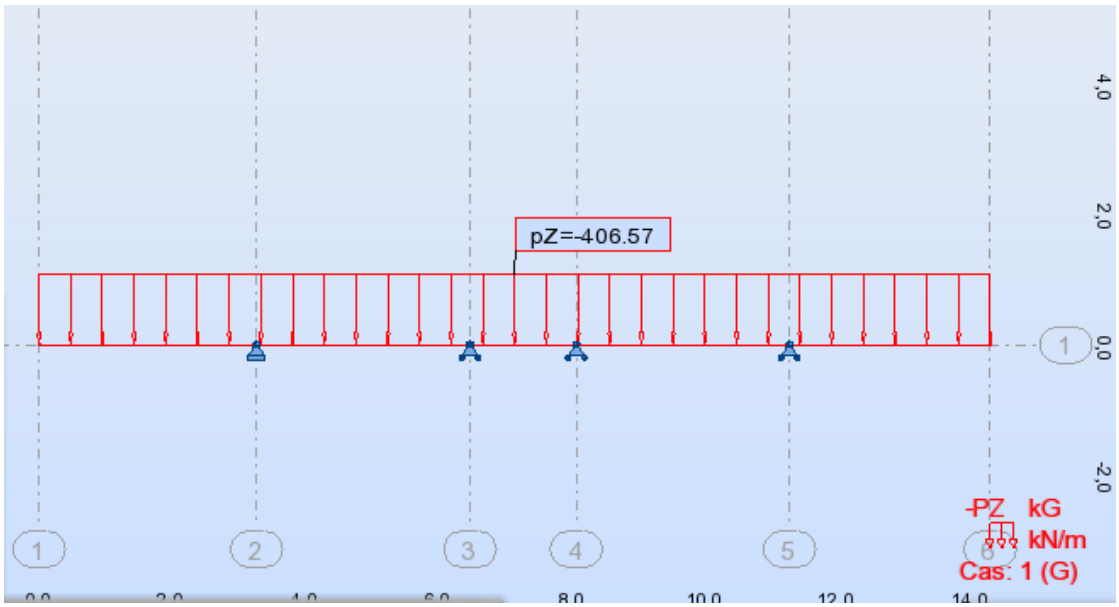


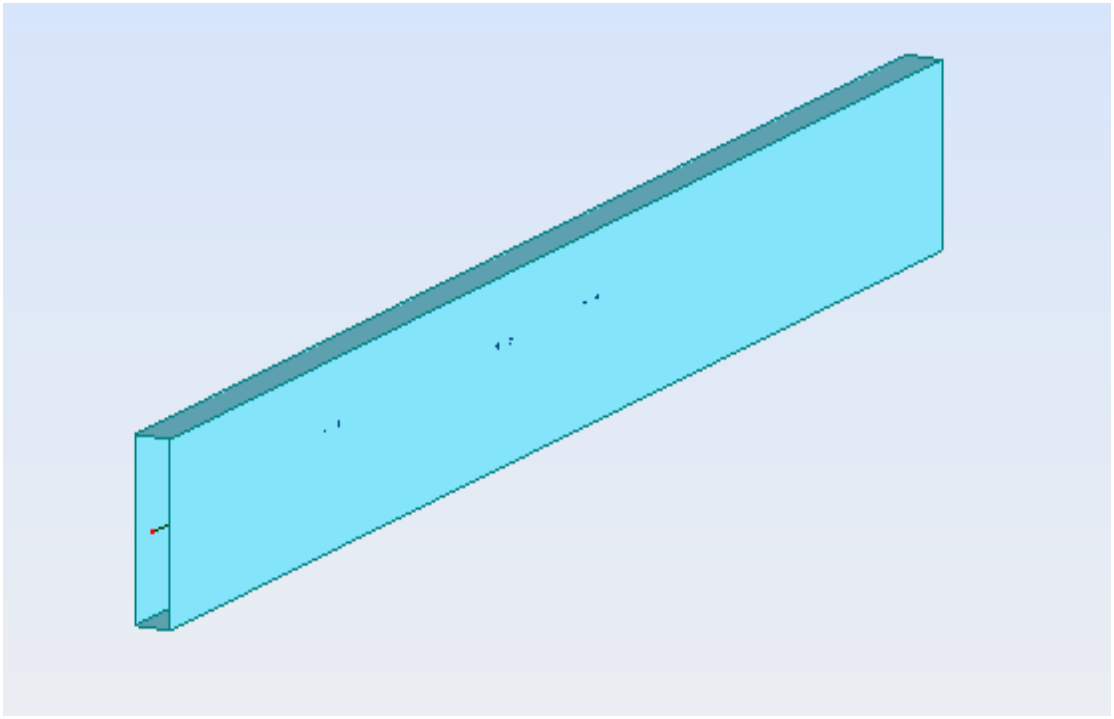
✓ MODELISATION DE CHEVETRE

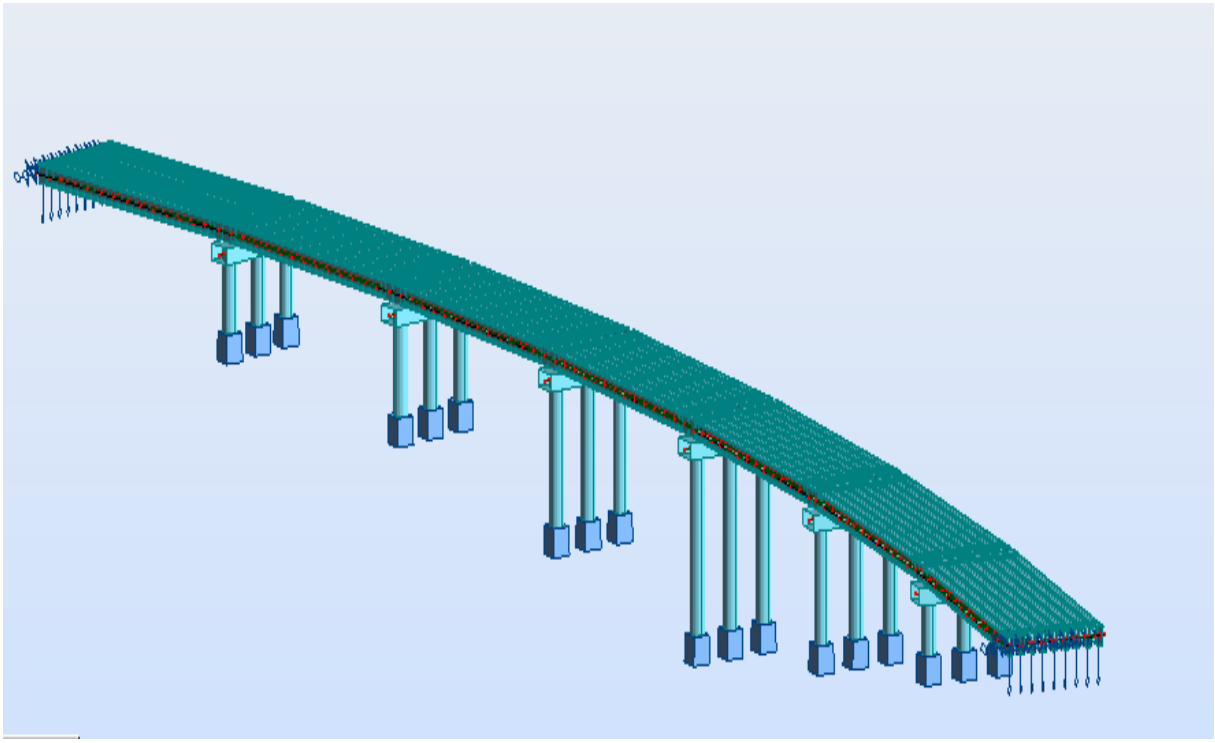




✓ MODELISATION DE L'ENTRETOISE







ANNEXE C.

REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

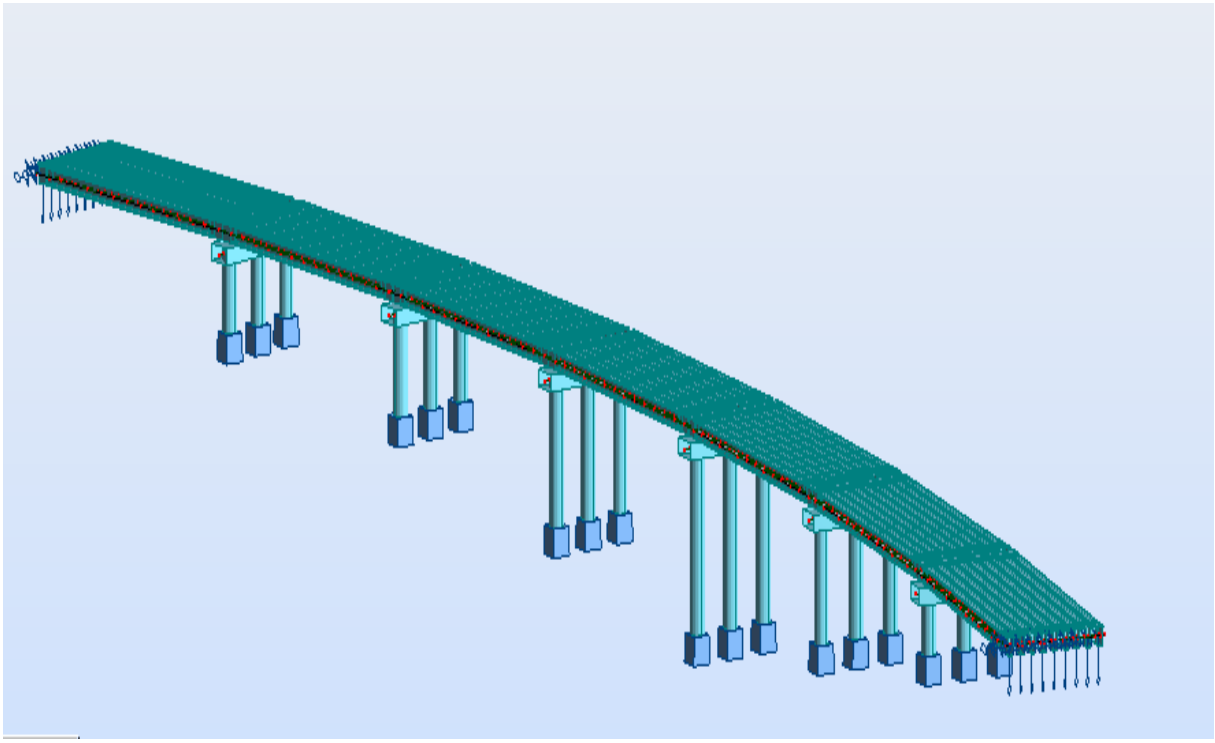
1. charge surfacique			
La charge A(L)			
Poutre	**Surface(m²)**	**Largeur roulable Lr(m)**	**εαmoy**
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre 1	0,86	3	0,28
Poutre 2	0,68	3	0,22
Poutre 3	0,52	3	0,17
Poutre 4	0.44	3	0,14
Poutre 5	0,533		0,27
Cas 2 : Deux voies chargées			
Poutre 1	1,69	6	0,28
Poutre 2	1,49	6	0,25
Poutre 3	0,92	6	0,15
Poutre 4	0,62	6	0,10
Poutre 5	0,58	6	0,09
Cas 3 : Trois voies chargées			
Poutre 1	2,12	9	0,23
Poutre 2	1,68	9	0,19
Poutre 3	1,25	9	0,14
Poutre 4	1,05	9	0,11
Poutre 5	1,22	9	0,13
Cas 4 : Quatre voies chargées			
Poutre 1	3,19	12	0,26
Poutre 2	1,88	12	0,16
Poutre 3	1,57	12	0,13
Poutre 4	1,52	12	0,12
Poutre 5	2,08	12	0,17
Système MC120			
Poutre 1	0,54	2	0,27
Poutre 2	0,49	2	0,245
Poutre 3	0,30	2	0,15
Poutre 4	0,21	2	0,10
Poutre 5	0,24	2	0,12
Système D240			
Poutre 1	0,99	2,30	0,43
Poutre 2	0,79	2,30	0,34
Poutre 3	0,53	2,30	0,23
Poutre 4	0,30	2,30	0,13
Poutre 5	0,24	2,30	0,10
2. Charge ponctuelle			
Système Bc			
	ε1	**ε2**	**εαmoy**
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre 1	0,04	0,16	0,10
Poutre 2	0,07	0,14	0,105

Poutre 3	0,17				0,17			0,17
Poutre 4	0,35				0,25			0,30
Poutre 5	0,67				0,43			0,55
Cas 2 : Deux voies chargées								
Poutre 1	0,04		0,16		0,17		0,30	0,17
Poutre 2	0,07		0,14		0,15		0,23	0,15
Poutre 3	0,17		0,17		0,17		0,18	0,17
Poutre 4	0,35		0,25		0,24		0,14	0,245
Poutre 5	0,67		0,43		0,40		0,16	0,41
Cas 3 : Trois voies chargées								
Poutre 1	0,04	0,16	0,17		0,30	0,31	0,27	0,20
Poutre 2	0,07	0,14	0,15		0,23	0,24	0,23	0,18
Poutre 3	0,17	0,17	0,17		0,18	0,18	0,14	0,168
Poutre 4	0,35	0,25	0,24		0,14	0,13	0,07	0,20
Poutre 5	0,67	0,43	0,40		0,16	0,02	0,01	0,28
Cas 4 : Quatre voies chargées								
Poutre 1	0,04	0,16	0,17	0,30	0,31	0,27	0,15	0,14	0,19
Poutre 2	0,07	0,14	0,15	0,23	0,24	0,23	0,22	0,11	0,17
Poutre 3	0,17	0,17	0,17	0,18	0,18	0,14	0,07	0,06	0,14
Poutre 4	0,35	0,25	0,24	0,14	0,13	0,07	0,06	0,06	0,16
Poutre 5	0,67	0,43	0,40	0,16	0,14	0,02	0,01	0,01	0,23
Système Bt									
Cas 1 : Un tandem chargée									
Poutre 1	0,05				0,16				0,105
Poutre 2	0,07				0,14				0,105
Poutre 3	0,17				0,17				0,17
Poutre 4	0,34				0,25				0,29
Poutre 5	0,64				0,43				0,53
Cas 2 : Deux tandems chargées									
Poutre 1	0,05		0,16		0,21		0,32		0,185
Poutre 2	0,07		0,14		0,18		0,25		0,16
Poutre 3	0,17		0,17		0,17		0,18		0,17
Poutre 4	0,34		0,25		0,21		0,12		0,23
Poutre 5	0,64		0,43		0,32		0,32		0,42
Système Br									
Poutre 1	0,37								0,37
Poutre 2	0,28								0,28
Poutre 3	0,18								0,18
Poutre 4	0,08								0,08
Poutre 5	0,02								0,02

1. charge surfacique			
La charge A(L)			
Poutre	**Surface(m²)**	**Largeur roulable Lr(m)**	**ε'αmoy**

Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre 1	0,39	3	0,13
Poutre 2	0,68	3	0,23
Poutre 3	0,49	3	0,16
Poutre 4	0,40	3	0,14
Poutre 5	0,51		0,17
Cas 2 : Deux voies chargées			
Poutre 1	0,72	6	0,12
Poutre 2	1,54	6	0,26
Poutre 3	0,80	6	0,13
Poutre 4	0,56	6	0,093
Poutre 5	0,53	6	0,09
Cas 3 : Trois voies chargées			
Poutre 1	1,05	9	0,11
Poutre 2	1,85	9	0,20
Poutre 3	1,19	9	0,13
Poutre 4	0,95	9	0,10
Poutre 5	1,23	9	0,14
Cas 4 : Quatre voies chargées			
Poutre 1	0,94	12	0,078
Poutre 2	1,90	12	0,16
Poutre 3	1,42	12	0,12
Poutre 4	1,36	12	0,11
Poutre 5	2,09	12	0,17
Système MC120			
Poutre 1	0,20	2	0,10
Poutre 2	0,43	2	0,215
Poutre 3	0,29	2	0,145
Poutre 4	0,19	2	0,095
Poutre 5	0,18	2	0,09
Système D240			
Poutre 1	0,37	2,30	0,160
Poutre 2	0,70	2,30	0,30
Poutre 3	0,51	2,30	0,22
Poutre 4	0,28	2,30	0,12
Poutre 5	0,17	2,30	0,074
2. Charge ponctuelle			
Système Bc			
	ε'1	**ε'2**	**ε'αmoy**
Cas 1 : Une voie chargée			
Poutre 1	0,05	0,08	0,065
Poutre 2	0,04	0,13	0,085
Poutre 3	0,13	0,15	0,14
Poutre 4	0,32	0,23	0,27

Poutre 5	0,65				0,42				0,53
Cas 2 : Deux voies chargées									
Poutre 1	0,05		0,08		0,08		0,11		0,08
Poutre 2	0,04		0,13		0,14		0,23		0,135
Poutre 3	0,13		0,15		0,17		0,17		0,155
Poutre 4	0,32		0,23		0,22		0,13		0,225
Poutre 5	0,65		0,42		0,39		0,16		0,405
Cas 3 : Trois voies chargées									
Poutre 1	0,05	0,08	0,08		0,11	0,12	0,11		0,091
Poutre 2	0,04	0,13	0,14		0,23	0,24	0,24		0,17
Poutre 3	0,13	0,15	0,17		0,17	0,14	0,13		0,15
Poutre 4	0,32	0,23	0,22		0,13	0,12	0,06		0,18
Poutre 5	0,65	0,42	0,39		0,16	0,13	0,01		0,29
Cas 4 : Quatre voies chargées									
Poutre 1	0,05	0,08	0,08	0,11	0,12	0,11	0,10	0,12	0,096
Poutre 2	0,04	0,13	0,14	0,23	0,24	0,24	0,22	0,12	0,17
Poutre 3	0,13	0,15	0,17	0,17	0,14	0,13	0,07	0,06	0,12
Poutre 4	0,32	0,23	0,22	0,13	0,12	0,06	0,05	0,03	0,14
Poutre 5	0,65	0,42	0,39	0,16	0,13	0,01	0,01	0,01	0,22
Système Bt									
Cas 1 : Un tandem chargée									
Poutre 1	0,05				0,08				0,065
Poutre 2	0,05				0,13				0,09
Poutre 3	0,13				0,15				0,14
Poutre 4	0,31				0,23				0,27
Poutre 5	0,63				0,42				0,525
Cas 2 : Deux tandems chargées									
Poutre 1	0,05		0,08		0,09		0,12		0,085
Poutre 2	0,05		0,13		0,17		0,25		0,15
Poutre 3	0,13		0,15		0,15		0,17		0,15
Poutre 4	0,31		0,23		0,19		0,11		0,21
Poutre 5	0,63		0,42		0,31		0,11		0,37
Système Br									
Poutre 1	0,13								0,13
Poutre 2	0,29								0,29
Poutre 3	0,18								0,18
Poutre 4	0,07								0,07
Poutre 5	0,02								0,02



ANNEXE D.

FERRAILLAGE

❖ FERRALLAIGE DE L'HOURDIS

✓ Ferraillage de la nappe supérieure :

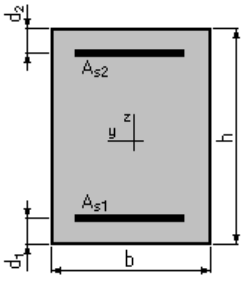
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (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)	38,35	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	28,77	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 2,7 (cm2)
théorique ρ = 0,41 (%)
minimum ρ_{min} = 0,18 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 38,35 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,7 (cm)
Bras de levier: Z = 14,3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,27 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 28,77 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,45
Position de l'axe neutre: y = 4,4 (cm)
Bras de levier: Z = 13,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 345,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

✓ **Ferraillage de la nappe inferieure :**

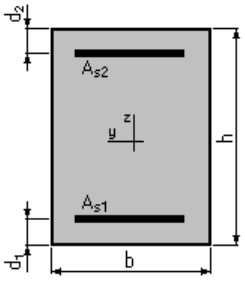
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (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)	48,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	36,74	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 2,7 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,18 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 48,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,1 (cm)
Bras de levier: Z = 14,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,67 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 36,74 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,43
Position de l'axe neutre: y = 4,9 (cm)
Bras de levier: Z = 13,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 350,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

❖ FERRALLAIGE DE L'ENTRETOISE

✓ **Ferraillage de la nappe supérieure :**

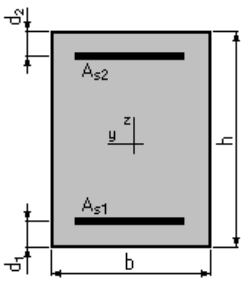
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 35,0 (cm)

h = 140,0 (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)	549,86	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	407,31	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 549,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)
Bras de levier: Z = 130,9 (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} = 407,31 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 33,8 (cm)
Bras de levier: Z = 123,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,6 (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)

- ✓ **Ferraillage de la nappe inferieure :**

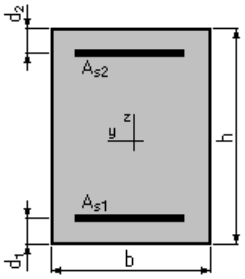
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 35,0 (cm)
h = 140,0 (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)	542,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	334,91	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 0,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 542,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)
Bras de levier: Z = 131,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,66 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 334,91 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 31,0 (cm)
Bras de levier: Z = 124,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,0 (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)

- ✓ **CADRE TRANSVERSAL (EFFORT TRANCHANT)**

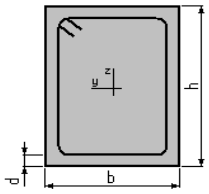
Calcul de Section à l'effort Tranchant

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 non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 35,0 (cm)
h = 140,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1064,17	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 2,3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 4,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 17,5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Escapement maximum: $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 8 + 7*16 + 1*25 (cm)

❖ FERRALLAIGE DES CHEVETRES

- **A MI -TRAVEE :**

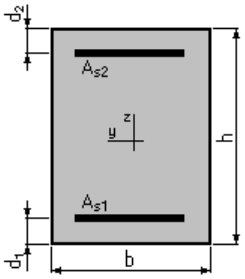
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 320,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1683,01	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1248,71	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 49,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 49,7 (cm2)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1683,01 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,84 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,3 (cm)
Bras de levier: Z = 143,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,30 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 1248,71 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36
Position de l'axe neutre: y = 23,8 (cm)
Bras de levier: Z = 137,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 13,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

- **SUR APPUIS :**

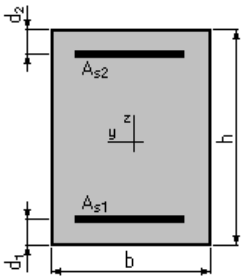
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 320,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3351,81	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2486,86	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 73,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 49,7 (cm2)
théorique ρ = 0,16 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3351,81 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 142,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,45 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 2486,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 28,3 (cm)
Bras de levier: Z = 135,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 26,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ **ARMAURE TRANSVERSALLE**

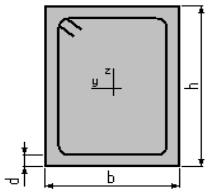
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 320,0 (cm)

h = 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	3727,34	0,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 14,3 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)

Cadres: 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 15,7 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 9*13 + 1*16 + 1*20 + 1*25 + 1*35 + 12*40 (cm)

❖ FERRAILLAGE FUTS

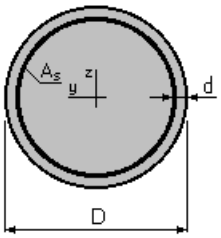
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

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. <u>Section:</u>



D = 200,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	24912,46	9127,82	0,00
2.	ELS	18490,82	7831,82	0,00
3.	ELA	16495,51	12831,48	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 314,2 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 314,2 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 1570,8 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 24912,46 (kN) M_y = 9127,82 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 155,8 (cm)

Bras de levier: Z = 118,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,76 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =151,7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 18490,82 (kN) M_y = 7831,82 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,18

Position de l'axe neutre: y = 156,3 (cm)

Bras de levier: Z = 127,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 43,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 191,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 16495,51 (kN) M_y = 12831,48 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 108,0 (cm)

Bras de levier: Z = 139,3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 2,64 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

✓ **ARMAURE TRANSVERSALLE**

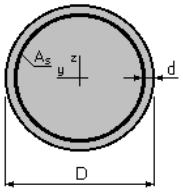
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant EC2 / DAN français
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Méthode standard

2. Section :



D = 200,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V_{Sd}** (kN)	**N_{Sd}** (kN)
1.	ELU	507,10	0,00
2.	ELA	1116,46	0,00

4. Résultats :

Armatures transversales
Armatures tendues : A_{s1} = 0,0 (cm2) Armatures comprimıes : A_{s2} = 0,0 (cm2)
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 6,8 (cm2)
Cadres: 6 ∅ 12
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

Analyse par cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU **V_{Sd} = 507,10 (kN)** **N_{Sd} = 0,00 (kN)**
Effort tranchant résistant de calcul sans aciers d'effort tranchant : V_{Rd1} = 1916,46 (kN)
Effort tranchant de calcul maximal sans l'écrasement des bielles : V_{Rd2} = 17848,35 (kN)

Cas N^{O} 2: Type ELA **V_{Sd} = 1116,46 (kN)** **N_{Sd} = 0,00 (kN)**
Effort tranchant résistant de calcul sans aciers d'effort tranchant : V_{Rd1} = 1916,46 (kN)
Effort tranchant de calcul maximal sans l'écrasement des bielles : V_{Rd2} = 20594,25 (kN)

❖ FERRAILLAGE DE LA CULEE

✓ MUR FRONTAL

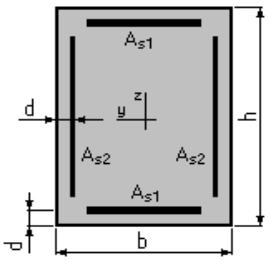
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 136,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1080,58	1464,73	0,00
2.	ELS	879,97	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 27,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 680,0 (cm2)

théorique ρ = 0,22 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1080,58 (kN) M_y = 1464,73 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 12,8 (cm)

Bras de levier: Z = 123,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,10 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 100,5 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 879,97 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 25,85

Position de l'axe neutre: y = + infini

Bras de levier: Z = 61,0 (cm)

Contrainte maxi du béton:σ_b = 0,6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 9,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

✓ DALLE DE TRANSITION

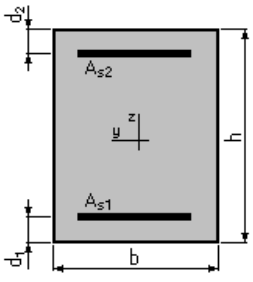
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m) **M_{min}** (kN*m)

Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	101,66	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	75,60	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,54 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 101,66 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)
Bras de levier: Z = 23,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,39 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 75,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,3 (cm)
Bras de levier: Z = 22,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,2 (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)

✓ CORBEAU D'APPUI

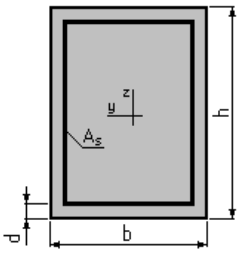
Calcul d'une Section Comprimée

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 = 36,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	101,66
Etat **L**imite de **S**ervice	75,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3600,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3332,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 388800,0	(cm4)	Inertie	I_z = 3000000,0	(cm4)
Rayon de giration (cm)	i_y = 10,4	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	
Elancement	λ_y = 28,9		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,75		N_u (béton seul)	= 4986,03	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 10,9 (cm2)	
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 10,9 (cm2)	
Section maximum		$A_{s\ max}$ = 180,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,45 (%)	
minimum	ρ_{min} = 0,30 (%)	
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)	

✓ MUR GARDE GREVE

Calcul de Section en Flexion Simple

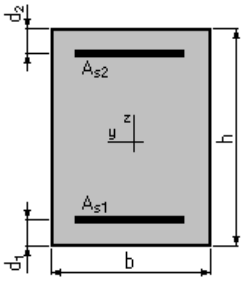
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 245,0 (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)	167,43	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	125,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

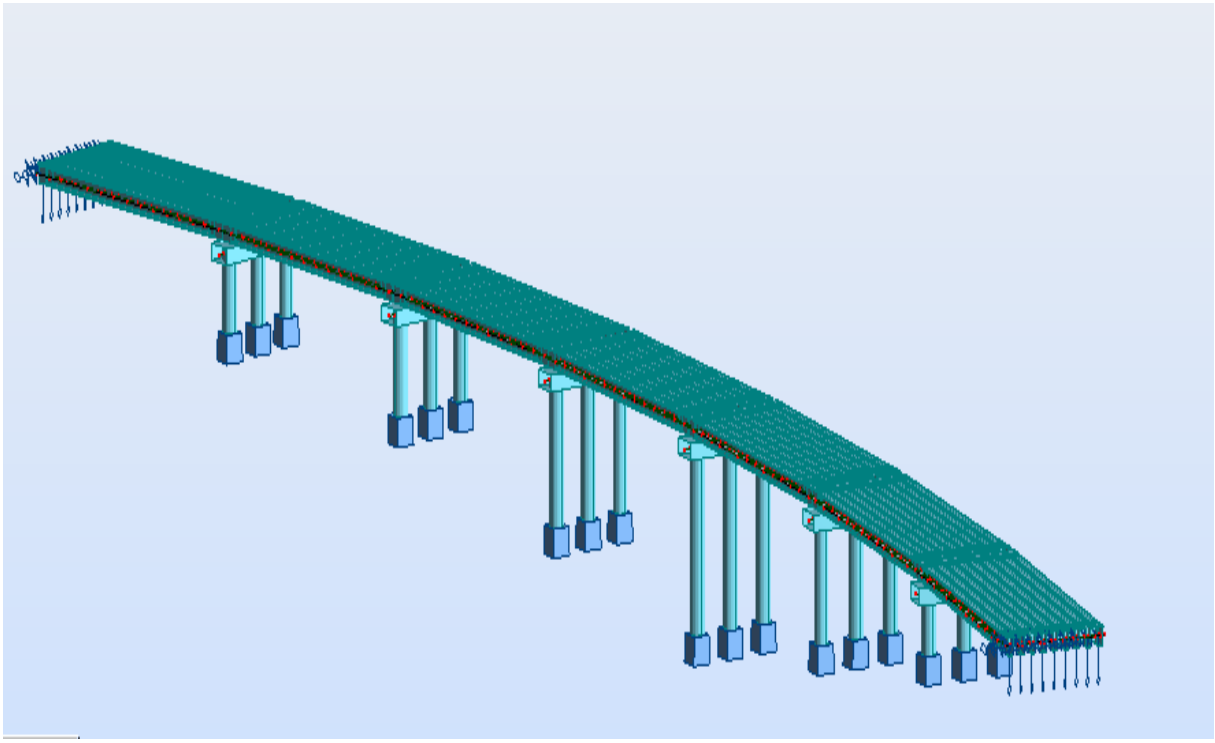
Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 24,0 (cm2)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 167,43 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 14,75 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)
Bras de levier: Z = 236,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 125,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 10,88
Position de l'axe neutre: y = 38,1 (cm)
Bras de levier: Z = 227,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 1,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)



ANNEXE E .

TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Tableau E.1. Modes Propres ; Résultats Robot structural Analysis 2014.

Modes	Fréquence (Htz)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
			UX	UY	UX	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0,89	1,13	41,77	0,00	0,00	41,77	0,00	0,00
2	1,01	0,99	0,89	10,19	0,00	42,66	10,20	0,00
3	1,02	0,98	0,45	24,13	0,00	43,12	34,33	0,00
4	1,06	0,94	23,20	0,58	0,00	66,32	34,91	0,00
5	1,07	0,94	3,42	1,53	0,00	69,74	36,44	0,00
6	1,08	0,93	1,42	3,01	0,00	71,16	39,45	0,00
7	1,08	0,92	0,30	22,69	0,00	71,46	62,13	0,00
8	1,09	0,92	0,02	3,56	0,00	71,49	65,69	0,00
9	1,10	0,91	12,00	0,13	0,00	83,49	65,82	0,00
10	1,10	0,91	0,56	11,13	0,00	84,05	76,95	0,00
11	1,10	0,91	0,03	0,13	0,00	84,08	77,08	0,00
12	1,10	0,91	1,50	4,02	0,00	85,59	81,10	0,00
13	1,10	0,91	0,96	2,54	0,00	86,54	83,64	0,00
14	1,10	0,91	1,58	0,00	0,00	88,13	83,64	0,00
15	1,53	0,65	0,00	0,02	0,00	88,13	83,66	0,00
16	1,61	0,62	0,00	0,00	0,00	88,13	83,66	0,00
17	1,65	0,61	0,00	0,01	0,00	88,13	83,67	0,00
18	1,66	0,60	0,00	0,00	0,00	88,13	83,67	0,00
19	1,66	0,60	0,00	0,00	0,00	88,13	83,67	0,00
20	1,67	0,60	0,00	0,00	0,00	88,13	83,67	0,00
21	1,67	0,60	0,00	0,00	0,00	88,13	83,67	0,00
22	2,28	0,44	0,00	0,00	0,35	88,13	83,67	0,35
23	2,29	0,44	0,00	0,00	12,05	88,13	83,67	12,40
24	2,29	0,44	0,00	0,00	2,07	88,13	83,67	14,47
25	2,29	0,44	0,00	0,00	10,04	88,13	83,67	24,51
26	2,30	0,44	0,00	0,00	10,92	88,13	83,67	35,43
27	2,30	0,44	0,00	0,00	13,78	88,13	83,67	49,20
28	2,40	0,42	0,00	0,00	0,10	88,13	83,67	49,30
29	2,40	0,42	0,00	0,00	0,23	88,13	83,67	49,53

30	2,41	0,42	0,00	0,00	0,03	88,13	83,67	49,57
31	2,41	0,41	0,00	0,00	0,04	88,13	83,67	49,61
32	2,41	0,41	0,00	0,00	0,02	88,13	83,67	49,63
33	2,41	0,41	0,00	0,00	3,57	88,13	83,67	53,21
34	2,42	0,41	0,00	0,00	5,62	88,13	83,67	58,83
35	2,55	0,39	0,00	0,00	0,01	88,13	83,67	58,84
36	2,77	0,36	0,79	0,00	0,02	88,92	83,67	58,86
37	3,57	0,28	0,30	0,00	0,07	89,22	83,68	58,93
38	3,59	0,28	0,00	0,00	0,12	89,22	83,68	59,05
39	3,59	0,28	0,00	0,00	0,08	89,22	83,68	59,13
40	3,59	0,28	0,00	0,00	0,13	89,23	83,68	59,26
41	3,60	0,28	0,01	0,00	0,05	89,23	83,68	59,31
42	3,60	0,28	0,46	0,00	0,12	89,69	83,68	59,43
43	3,62	0,28	0,81	0,00	0,01	90,50	83,68	59,44
44	3,72	0,27	0,00	0,00	0,09	90,51	83,68	59,53
45	4,14	0,24	0,00	2,48	0,00	90,51	86,17	59,53
46	4,38	0,23	2,03	0,01	0,00	92,53	86,18	59,53
47	5,45	0,18	0,00	0,00	0,00	92,53	86,18	59,53
48	5,86	0,17	0,02	2,74	0,00	92,55	88,92	59,53
49	5,91	0,17	2,19	0,06	0,00	94,74	88,97	59,53
50	6,57	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53
51	6,59	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53
52	6,59	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53
53	6,59	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53
54	6,60	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53
55	6,62	0,15	0,00	0,00	0,00	94,74	88,97	59,53

Tableau E.2. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E1

Appareil d'appui des culées(E1)	RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)
1	139,60	44,46	51,88
2	139,61	44,45	41,58
3	139,64	44,43	39,36
4	139,66	44,42	36,17

5	139,69	44,40	34,98
6	139,73	44,38	35,84
7	139,78	44,36	38,67
8	139,85	44,33	40,98
9	139,94	44,30	50,18
10	138,65	41,84	52,01
11	138,59	41,84	41,29
12	138,55	41,84	39,11
13	138,52	41,83	35,86
14	138,49	41,83	34,63
15	138,48	41,82	35,44
16	138,48	41,80	38,25
17	138,52	41,79	40,59
18	138,59	41,76	49,49

Tableau E.3. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E1

PILES Pour E1		RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)	ML (KN.m)	MT (KN.m)
PILE01	**FUT 1**	791,92	265,50	632,96	1516,49	5641,02
	FUT 2	796,36	264,68	636,10	1515,02	5649,16
	FUT 3	**816,69**	**292,09**	**655,18**	**1814,79**	**7377,55**
PILE 02	**FUT 1**	**821,95**	291,15	663,76	1809,74	7397,65
	FUT 2	806,57	**309,62**	**875,83**	**2400,25**	10443,04
	FUT 3	810,54	309,80	852,96	2399,77	**10504,53**
PILE03	**FUT 1**	**774,33**	296,83	**955,80**	**2618,58**	**12831,49**
	FUT 2	772,83	**296,86**	949,46	2618,11	12817,59
	FUT 3	657,80	252,04	566,68	1713,27	7787,14
PILE04	**FUT 1**	**941,40**	**268,64**	**784,13**	**1848,92**	**9819,86**
	FUT 2	765,82	238,36	490,12	991,20	4168,78
	FUT 3	770,65	237,66	496,96	990,38	4178,76
PILE05	**FUT 1**	813,87	325,91	253,28	1562,09	5676,12
	FUT 2	**827,10**	339,63	**256,15**	1917,81	7408,16
	FUT 3	809,02	**352,71**	254,45	**2566,96**	**10473,63**
PILE06	**FUT 1**	773,90	**335,66**	**257,18**	**2831,70**	**12829,22**
	FUT 2	**790,81**	303,37	233,79	1930,80	8763,69
	FUT 3	790,19	300,78	250,14	1048,83	4219,48

Tableau E.4. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E2

Appareil d'appui des culées(E2)	RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)

1	44,96	137,65	38,36
2	44,98	137,55	40,55
3	45,06	137,43	49,43
4	42,63	137,88	51,96
5	42,41	137,86	41,09
6	42,24	137,85	38,89
7	42,11	137,83	35,65
8	42,01	137,81	34,43
9	41,96	137,77	35,27
10	41,96	137,73	38,00
11	42,04	137,66	40,31
12	42,21	137,59	49,10
13	44,96	137,65	38,36
14	44,98	137,55	40,55
15	45,06	137,43	49,43
16	42,63	137,88	51,96
17	42,41	137,86	41,09
18	42,24	137,85	38,89

Tableau E.5. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E2

PILES Pour E2		RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)	ML (KN.m)	MT (KN.m)
PILE01	**FUT 1**	259,57	778,73	1042,45	3345,28	2181,62
	FUT 2	277,13	**779,34**	1049,96	3347,90	2225,43
	FUT 3	**302,93**	765,83	**1226,59**	**3966,93**	**2832,19**
PILE 02	**FUT 1**	**325,25**	764,19	1233,08	3964,31	2951,56
	FUT 2	284,21	883,04	1954,07	6281,33	3603,70
	FUT 3	315,03	**884,47**	**1956,55**	**6291,10**	**3958,96**
PILE03	**FUT 1**	242,83	954,02	2498,85	8408,17	4071,61
	FUT 2	**248,98**	**954,18**	**2502,77**	**8408,55**	**4142,54**
	FUT 3	242,61	726,50	1293,03	4456,37	2747,72
PILE04	**FUT 1**	**365,64**	**750,76**	**1519,63**	**4569,25**	**3814,24**
	FUT 2	246,47	746,40	814,98	2431,51	1505,62
	FUT 3	261,49	746,63	826,40	2431,59	1535,09
PILE05	**FUT 1**	286,63	948,89	241,37	3719,84	2148,68
	FUT 2	320,29	912,44	**243,48**	4395,54	2873,08
	FUT 3	**297,90**	**1018,31**	234,62	**6863,72**	**3760,55**
PILE06	**FUT 1**	244,75	**1080,50**	235,19	**9104,00**	**4102,52**
	FUT 2	**284,69**	872,77	218,76	5011,21	3196,90
	FUT 3	266,19	935,37	**237,53**	2755,15	1492,30

Tableau E.6. Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E3

Appareil d'appui des culées(E3)	RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)
1	42,71	42,13	171,42
2	42,68	42,11	136,44
3	42,66	42,10	129,18
4	42,64	42,08	118,52
5	42,64	42,06	114,66
6	42,64	42,04	117,51
7	42,65	42,01	126,77
8	42,67	41,98	134,41
9	42,71	41,95	163,28
10	41,84	41,49	172,28
11	41,78	41,48	136,34
12	41,74	41,48	129,18
13	41,70	41,47	118,35
14	41,67	41,47	114,22
15	41,66	41,46	116,85
16	41,66	41,44	126,14
17	41,69	41,42	133,94
18	41,75	41,40	162,53

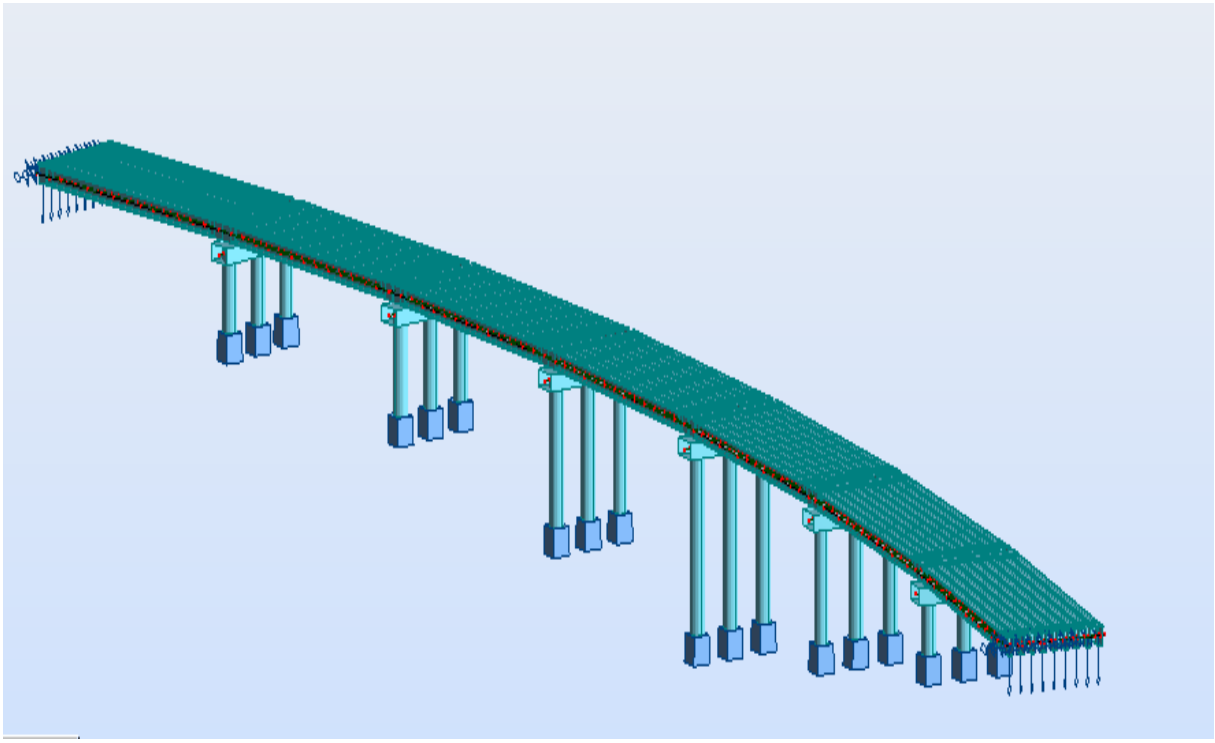
Tableau E.7. Evaluation des efforts et les moments à la base des futs des piles selon la combinaison E3

PILES Pour E3		RL (KN)	RT (KN)	RV (KN)	ML (KN.m)	MT (KN.m)
PILE01	**FUT 1**	244,11	247,60	1085,49	1137,86	1812,13
	FUT 2	249,24	247,91	1110,87	1138,08	1823,90
	FUT 3	**259,12**	**249,41**	**1129,20**	**1351,21**	**2365,54**
PILE 02	**FUT 1**	**265,91**	249,22	1166,65	1346,97	2399,04
	FUT 2	253,49	280,15	1362,84	2024,85	3260,27
	FUT 3	262,44	**281,05**	**1382,26**	**2028,83**	**3356,06**
PILE03	**FUT 1**	254,33	**291,13**	1466,60	**2559,86**	4374,56
	FUT 2	**256,59**	291,01	**1482,77**	2557,20	**4392,21**
	FUT 3	215,36	229,29	832,60	1470,41	2691,79
PILE04	**FUT 1**	**304,19**	**260,53**	**1535,87**	**1540,11**	**3386,98**
	FUT 2	235,34	236,76	992,21	807,90	1321,72
	FUT 3	239,66	236,83	1030,89	805,58	1331,08
PILE05	**FUT 1**	254,12	294,87	780,06	1222,21	1812,02
	FUT 2	**264,97**	289,78	**782,40**	1462,67	2382,52
	FUT 3	257,72	**316,71**	752,14	**2179,23**	**3303,50**

PILE06	**FUT 1**	**255,31**	**327,50**	753,38	**2760,80**	**4383,83**
	FUT 2	254,65	295,55	662,74	1728,24	3012,11
	FUT 3	244,54	287,00	**774,31**	884,67	1330,45

Tableau E.8. Evaluation des efforts Max et les moments Max à la base des culées et futs des piles

	Piles	**C01/C02**	**P01**	**P02**	**P03**	**P04**	**P05**	**P06**
E1	**RL(KN)**	139,94	816,69	821,95	774,33	**941,40**	827,10	790,81
	RT(KN)	44,46	292,09	309,62	268,64	**352,71**	335,66	335,66
	Rv(KN)	52,01	655,18	875,83	**955,80**	784,13	257,15	257,18
	ML(KN.m)	0,00	1814,79	2400,25	2618,58	1848,92	2566,96	**2831,70**
	MT(KN.m)	0,00	7377,55	1050,53	**12831,48**	1281,48	9819,86	10473,63
E2	**RL(KN)**	45,06	302,93	325,25	248,98	**365,64**	297,64	284,69
	RT(KN)	137,88	779,34	884,47	954,18	750,76	1018,31	**1080,50**
	RV(KN)	51,96	1226,59	1956,55	**2502,77**	1519,63	243,48	237,53
	ML(KN.m)	0,00	3966,93	6291,10	**8408,55**	4569,25	6863,72	3760,55
	MT(KN.m)	0,00	2832,19	3958,96	4142,54	3814,24	**9104,00**	4102,52
E3	**RL(KN)**	42,71	259,12	265,91	256,59	**304,19**	264,97	255,31
	RT(KN)	42,13	249,41	281,05	291,59	260,53	316,97	**327,50**
	RV(KN)	172,28	1129,41	1382,26	1482,77	**1535,87**	782,40	774,31
	ML(KN.m)	0,00	1351,21	2028,83	2559,86	1540,11	2179,23	**2760,80**
	MT(KN.m)	0,00	2365,54	3356,06	**4392,21**	3386,98	3303,50	4383,83



ANNEXE F.

TABLEAUX EXCEL

DESCENTE DE CHARGE

Ingenieur :	Y BABAKHOUYA	babakhouya_youcef@hotmail.fr
Projet :	Poutre (L= 35 m, H= 1,95 m)	

Données

Nombre de travée :	7	
Longueur de travée :	36.19	m
Longueur Totale :	253.13	m
Largeur Totale :	14.3	m

1. Evaluation des Charges

Charges permanentes

Lpoutre =	35	m
La porté =	34	m
Nbre poutres =	9	m
Epaisseur dalle =	0.2	m
Largeur dalle =	14.30	m

$\rho_{Béton}$ =	25	kN/m3
ρ_{Rev} =	25	kN/m3

Poids propre d'une poutre :	642.94	KN
Poids propre d'une entretoise :	183.82	KN
Poids de la dalle :	2502.5	KN
Poids trottoirs + corniches :	441.21	KN
Poids du revêtement :	917	KN
Poids des glissières et du garde corps :	105	KN

CCP =	1463.2	KN	
CP =	9936.0	KN	G_{Total} = 71859.918534286 KN
G =	283.9	KN	

Charges dues au trafic (RCPR)

Nombre de voies : N = L_c / 3

Largeur d'une voie

L_r =	13	m	L=	3.00	m
L_c =	12	m			
N =	4				

Classe de pont :

1	L >7	v0 =	3.5
2	5,5< L ≤7	v0 =	3
3	L ≤ 5.5	v0 =	2.75

Système de charge A

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m²)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m²)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	35	9.96	1	1.17	11.62	3.00	34.86
2	35	9.96	1	1.17	11.62	6.00	69.72
3	35	9.96	0.9	1.17	10.46	9.00	94.12
4	35	9.96	0.75	1.17	8.71	12.00	104.58

Système de charge B_C

N° 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
4	2400	0.8	1920

Système de charge B_t

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

BCV1	1.061
BCV2	1.069
BCV3	1.075
BCV4	1.078
BT1	1.056
BT2	1.061

Charges militaires : Mc 120

S = 1100 KN