

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART AU
PK 45+548.750 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE
« BEJAIA-AHNIF »**

Présenté par :

**KHEDIR KAHINA
MSELA HAMIDA**

Encadré par :

**Mr. ADJADJ MUSTAPHA
Mme. MESSAOUDI AKILA**

Promotion 2022/2023

Dédicace

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

*Je dédier ce travail tout d'abord à mes parents
A mon cher père **BOUALEM** vous avez toujours été mon
École de patience, de confiance et surtout d'espoir
Vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, mon héros,
Ce travail est le résultat de l'esprit de sacrifice dont vous avez fait preuve,
de l'encouragement et le soutien
Que vous ne cessiez de manifester, j'espère que vous y
trouverez les fruits de votre semence
Et le témoignage de ma grande fierté de vous
avoir comme père.*

*A ma très chère mère, une douce maman **SADOU NADIA***

*Qui m'a accompagnée durant ce long parcours,
Vous n'avez jamais cessé de faire tous vos efforts pour répondre à mes
besoins, m'encourager et m'aider à choisir le chemin de la réussite,
Votre patience, votre bonne volonté, vos conseils précieux ainsi Que
votre confiance en moi ont la raison de ma réussite*

*A mes chères sœurs **KENZA** et **SONIA**, et mon chère frère **AGHILAS** votre
précieux soutien, votre encouragement tout au long
De mes années d'études, vous étiez pour moi l'exemple de persévérance.*

*A ma meilleure tante **MEGDOUD LILA** pour ses encouragements
permanents et son soutien moral.*

***A MA GRANDE FAMILLE** paternelle et maternelle*

*A mon binôme **MSELA HAMIDA** qui j'ai réalisé mon travail avec lui
avec une patience et courage*

*A mes adorables cousines **SAMAH, LIDIA, MALAK, MARWA, SAFAA.**
A ma meilleure amie **BOUTMEUR SAMIRA**, je n'arrive pas à croire que
j'ai trouvé quelqu'un d'aussi gentil et généreux que toi*

*A mes meilleures amies **La famille THE BEST** pour leurs encouragements
permanents et leurs aides.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce
modeste travail.*

KAHINA

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail à :

*A mon cher père **HAMID** vous avez toujours été mon école
De patience, de confiance et surtout d'espoir
Vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, Ce travail
Est le résultat de l'esprit de sacrifice dont
Vous avez fait preuve, de l'encouragement et le soutien que
Vous ne cessez de manifester.*

*A ma très chère mère, une douce maman **KABECHE ZEHIRA**
Qui m'a accompagnée durant ce long parcours,
Celle qui m'a offerte tout l'amour, toute la tendresse,
Celle à qui je souhaite une longue vie
Pleine de joie et de prospérité.*

*A mon cher frère **SLIMANE** Ta bonté, ton précieux soutien, ton
encouragement tout au long de mes années d'études,
Et ton affection, ont été pour moi l'exemple de persévérance. Je trouve en
toi le conseil du frère et le soutien de l'ami.*

*A ma petite sœur **MALAK** et mon frère **OMAR** pour leurs amours, leurs
soutiens.*

A ma chère grand-mère, A qui je souhaite, santé et longue vie.

A MA GRANDE FAMILLE paternelle et maternelle.

*A mon binôme **KHEDIR KAHINA** qui j'ai réalisé mon travail avec lui
avec une patience et courage*

*A mes meilleurs amis « **THE BEST** »*

*A mes adorables, mes cousines **FATIHA, SIHEM, ASMA, FATIMA,**
AMEL, NIHED, HOUDA.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce
modeste travail.*

Hamida

Remerciement

Tout d'abord, on tient à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience et la santé d'accomplir ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadrant **Mr ADJADJ MUSTAPHA** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.*

*Je tiens à remercier aussi **Mme MESSAOUDI AKILA** pour avoir accepté de nous prendre en charge.*

*Nous remercions tout particulièrement **Mr HEMAIDI ZOURGUI NADJIB**, pour toute l'aide qu'il nous a apporté.*

*Egalement au personnel de l'ADA de Bejaia ; **Mme AZIZ GHANIA** et **Mr ZAROUR ABDELAZIZ** pour leur précieuse aide et confortable accueil.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à **Mr ATMANI CEIF EDDINE**, **Mme OUKOULOU**, **Mme KHELLADI ROUFAIDA** pour leurs aides.*

*Nous remercions également tous les enseignants du département **Second Cycle d'ENSTP-Alger**, qui ont participé à notre formation pendant tout le cycle universitaire.*

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

*Finalement, un grand merci à **toutes nos familles**, en particulier **nos parents** pour leurs soutiens et les encouragements. C'est grâce à eux que nous sommes ce que nous sommes maintenant. On ne pourrait vous remercier assez, que Dieu vous protège.*

ملخص

يهدف هذا العمل الى اجراء مقارنة بين التصميم الكلاسيكي والتصميم ثلاثي الابعاد بواسطة بيم ودراسة الجسر الذي يقع بين النقطة الكيلومترية 45+548.750 و45+729.250، يبلغ طوله حوالي 180.5 م وعرضه 15.60 م. فهو جزء من مشروع الطريق السريع الذي سيربط بين ميناء بجاية والطريق السريع شرق-غرب على مسافة 100 كم. يبدأ العمل بوصف عام حول البيانات الطبيعية و الوظيفية للمشروع، ثم تصميم عام، أين قمنا باقتراح 3 نماذج منها: جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير، جسر ذات كمرات مسبقة الاجهاد و جسر ذات كمرتين معدنيتين ثم نقوم بالخيار الأكثر فائدة و ذلك بناء على تحليل متعدد المعايير، ثم نقوم بتصميم ثلاثي الأبعاد بواسطة بيم، وانتقلنا بعدها الى دراسة دقيقة على مختلف أجزاء البنية التحتية و الفوقية للجسر بما في ذلك حساب الاجهاد المسبق و الدراسة الزلزالية و ابعاد العناصر الهيكلية.

تم انشاء نموذج الحساب بواسطة Robot Structural Analysis Professional -برنامج 2019.
كلمات مفتاحية: جسر، كمر، لاحقة الشد، نمذجة.

Résumé

L'objet de ce travail consiste à faire la comparaison entre la conception classique et la conception 3D par BIM et l'étude d'un pont situé entre le PK 45+548.750 au PK 45+729.250. L'ouvrage présente une longueur d'environ 180.5 m et d'une largeur 15.60 m, il fait partie du projet de la pénétrante Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest sur 100 km.

Le travail commence par une description de l'ouvrage à savoir : les données naturelles et fonctionnelles, puis une conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes : pont voussoir à hauteur variable, pont type VIPP et pont mixte, puis le choix de la variante la plus avantageuse en basant sur une analyse multicritère, après on fait la conception 3D par BIM, ensuite on passe au dimensionnement détaillé de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux.

La modélisation a été établie par le logiciel Robot Structural Analysis Professional - 2019.

Mots clés : Pont, poutre, précontrainte, modélisation.

Abstract

The purpose of this work is to make the comparison between design classic and design 3D by BIM and study a bridge located between PK 45+548.750 and PK45+729.250. The bridge has 180.5 meters long and 15.60 m wid. it is part of the highway connecting BÉJAIA town and the highway East-West over 100 Km.

The work begins with a description of the project, where we define the natural and functional information, then a general design, in which we propose three kinds of bridges: cantilever bridge at constant height, beam bridge and mixed beam bridge, then the choice of most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, then we do design 3D by BIM, then we move on to the detailed dimensioning of superstructure and the infrastructure through the circulation of the prestressing, seismic study and dimensioning of the various structural elements.

The modeling has been established by the Robot Structural Analysis Professional - 2019 software.

Keywords: bridge, beam, prestressed, modeling.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

ETAT DE L'ART

I.INTRODUCTION.....	2
II.HISTOIRE DES PONTS AVANT J.C.....	2
III. LE DEVELOPPEMENT DES MATERIAUX DURANT LA CONSTRUCTION DES PONTS.....	2
IV. DEVELOPPEMENT DURABLE DES PONTS.....	2
V.LES PONTS MODULAIRES.....	6
VI.JOINTS MODULAIRES.....	6
VII.DEVELOPPEMENT DES LOGICIELS DURANT LA CONSTRUCTION DES PONTS.....	7
VIII.CONCLUSION.....	9

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1.INTRODUCTION.....	10
I.2.PRESENTATION DE PROJET.....	10
I.2.2.Situation de projet	10
I.2.3.Présentation de la pénétrante de BEJAIA.....	11
I.2.4.Composante de la Pénétrante	11
I.2.5.L'obstacle à franchir.....	11
I.3.LES DONNEES DE L'OUVRAGE	11
I.3.1.Données fonctionnelles.....	11
I.3.2.Les données naturelles	13
I.4.CONCLUSION.....	14

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

II.1.INTRODUCTION.....	15
II.2.NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	15
II.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	15
II.3.1.Béton.....	15
II.3.1.1.Résistance à la compression.....	15
II.3.1.2.Résistance à la traction.....	16
II.3.1.3.Contrainte admissible à la compression.....	16

II.3.1.4.Déformation du béton.....	16
II.3.2.Aciers.....	17
II.3.2.1.Aciers passifs.....	17
II.3.2.2.Aciers actifs.....	18
II.4.EVALUATION DES ACTIONS.....	18
II.4.1.Evaluations des actions hors trafic.....	18
II.4.1.1.Actions permanentes.....	18
II.4.1.2.Action thermique.....	19
II.4.2.Evaluations des actions dues au trafic.....	19
II.4.2.1.Caractéristique du pont.....	19
II.4.3.Système de charge à considérer.....	20
II.4.3.1.Système de charge A(l).....	20
II.4.3.2.Système de charge B.....	20
II.4.3.3.Coefficient de majoration dynamique.....	23
II.4.4.Efforts de freinage.....	23
II.5.ACTION SISMIQUE.....	24
II.6.CONCLUSION.....	24

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1.INTRODUCTION	25
III.2.DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES.....	25
III.2.1.1.Les variantes proposées.....	26
III.3.PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	26
III.3.1.Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place ».....	26
III.3.1.1.Conception longitudinale.....	26
III.3.1.2.Découpage des voussoirs.....	26
III.3.1.3.Conception transversale.....	27
III.3.1.4.Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	27
III.3.2.Variante 02 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP ».....	28
III.3.2.1.Conception longitudinale.....	29
III.3.2.2.Conception transversale.....	29
III.3.2.3.Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	29

III.3.3.Variante 03 « Pont Mixte Bipoutre ».....	30
III.3.3.1.Conception longitudinale.....	31
III.3.3.2.Conception transversale.....	31
III.3.3.3.Pré-dimensionnement de l’infrastructure.....	32
III.4.LES CRITERES DE CHOIX ENTRE LES VARIANTES.....	33
III.4.1.Devis estimatifs.....	33
III.4.2.Comparaison entre les 3 techniques de construction.....	33
III.4.3.Analyse des variantes.....	35
III.5.CONCLUSION.....	35

CHAPITRE IV : CONCEPTION 3D PAR BIM

IV.1.INTRODUCTION.....	39
IV.2. L’UTILISATION DU BIM DANS LES OUVRAGES D’ART.....	39
IV.3. Les niveaux de maturité du BIM.....	39
IV.4. LE PLAN D’EXECUTION.....	41
IV.4.1. Objectifs principal.....	41
IV.4.2. Les normes et protocoles Appliqués.....	41
IV.4.3. Responsabilités et rôles.....	42
IV.4.4. Logiciel de modélisation BIM.....	43
IV.4.5. Les formats d’échange des fichiers.....	43
IV.5. La conception de la maquette numérique 3D par logiciel open bridge modeler.....	44
IV.6. La comparaison entre la conception classique et la conception réalisée par BIM.....	52
IV.6.1. Processus de conception.....	52
IV.6.2. Collaboration et coordination.....	52
IV.6.3. Visualisation et analyse	53
IV.6.4. Gestion du cycle de vie.....	53
IV.7. CONCLUSION.....	53

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX CHARGES

V.1. INTRODUCTION	54
V.2. REPARTITION LONGITUDINALES DES CHARGES ET DES SURCHARGES.....	54
V.2.1.Poids de la poutre.....	54
V.2.2.Calcul des charges et surcharges.....	55

V.2.2.1.Systhème de charge A_L	55
V.2.2.2. Systhème de charge B_c	55
V.2.2.3.Systhème de charge B_t	56
V.2.2.4.Systhème de charge B_r	56
V.2.2.5.Systhème de charge M_{C120}	56
V.2.3.Calcul des éléments de réduction due aux charges permanentes.....	56
V.2.4. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES.....	57
V.2.4.1.Moment fléchissant.....	57
V.2.4.2.Effort tranchant.....	60
V.2.4.3.Effort de freinage.....	62
V.3.DEFINITION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET.....	63
V.4.DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL.....	63
V.4.1.Définition des paramètres de calcul.....	63
V.4.1.1.Largeur active B	63
V.4.1.2.Les caractéristiques géométriques.....	64
V.4.1.3.Paramètre d'entretoisement.....	64
V.4.1.4.Paramètre de torsion.....	64
V.5.Calcul du moment fléchissant longitudinal.....	65
V.5.1.Coefficient de répartition transversale K_α	65
V.5.2.Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour chaque type de chargement.....	67
V.5.2.1.Surcharge A_L	67
V.5.2.2.Surcharge B_c	69
V.5.2.3. Surcharge B_t	71
V.5.2.4.Surcharge M_{C120}	72
V.5.2.5.Surcharge D_{240}	72
V.5.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à $(X = 0.5L)$	73
V.5.4.Détermination de la poutre la plus sollicité.....	73
V.6. CONCLUSION.....	74

CHAPITRE VI : MODELISATION DE TABLIER PAR ROBOT ANALYSIS

VI.1.INTRODUCTION.....	75
VI.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE.....	75
VI.2.1.Modélisation des éléments de l'ouvrage.....	75
VI.2.1.1.Les poutres et l'hourdis.....	75
VI.2.1.2.Les appuis.....	76

VI.2.1.3.Les entretoises	76
VI.3.DEFINITION DE CHARGES.....	77
VI.4.AFFECTATION DES CHARGES.....	77
VI.4.1.Charges permanentes.....	77
VI.4.2.Surcharges A_L	77
VI.4.2.1.Les charges mobiles.....	79
VI.5.LES COMBINAISONS DE CHARGES.....	80
VI.6.RESULTATS.....	80
VI.7.CONCLUSION.....	82

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1.INTRODUCTION.....	83
VII.2.DONNEES DE CALCUL.....	83
VII.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	84
VII.3.1.La valeur minimale de la précontrainte en service.....	84
VII.3.2.Détermination de nombre de cable.....	85
VII.3.3.Pré-vérification de la précontrainte.....	85
VII.4.TRACE DES CABLES DE LA PRECONTRAINTE.....	87
VII.4.1.La vérification de l'angle de relevage α selon BPEL.....	89
VII.5.CALCUL DES PERTES.....	90
VII.5.1.Pertes instantanées.....	90
VII.5.1.1.Pertes par frottement.....	90
VII.5.1.2.Pertes dues au recul d'ancrage.....	91
VII.5.1.3.Pertes dues au raccourcissement instantané de béton.....	92
VII.5.2.Pertes différées.....	92
VII.5.2.1.Perte due au retrait du béton.....	92
VII.5.2.2.Perte due au fluage.....	93
VII.5.2.3.Perte par relaxation.....	93
VII.6.PERTES TOTALES.....	94
VII.7.VERIFICATIONS DES CONTRAINTES.....	94
VII.7.1.Les sections de vérification.....	94
VII.7.2.Les caractéristiques nettes des sections.....	95
VII.7.3 Justification de la poutre à ELS.....	95
VII.7.4.Justification des contraintes normales à ELS.....	96

VII.7.5. Détermination de la contrainte normale	97
VII.7.6. Détermination de la contrainte tangentielle.....	97
VII.7.7. Justification de la poutre à ELU.....	97
VII.7.7.1. Vérification des bielles comprimées	97
VII.8. ARMATURES PASSIFS DES POUTRES.....	98
VII.8.1. Armatures passives des zones tendues.....	98
VII.8.2. Armature de peau.....	99
VII.8.3. Renforcement de la section d'about.....	99
VII.9. CONCLUSION.....	100

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

VIII. INTRODUCTION.....	101
VIII.2. CALCUL DES DEFORMATIONS.....	101
VIII.2.1. Flèche due au poids propre	101
VIII.2.2. Contre flèche de précontrainte	101
VIII.2.2.1. Données de calcul	101
VIII.2.3. Flèche maximale à ELS	102
VIII.2.4. Flèche due à la construction.....	102
VIII.2.5. Flèche totale	102
VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	102
VIII.3.1. Principe de ferrailage.....	102
VIII.3.2. Evaluations des efforts.....	103
VIII.3.3. Ferrailage de l'entretoise	104
VIII.4. Etude de l'hourdis.....	105
VIII.4.1. Ferrailage sous la flexion transversale.....	105
VIII.4.1.1. La modélisation de la dalle	105
VIII.4.1.2. Evaluation des efforts	105
VIII.4.1.3. Ferrailage de la dalle.....	106
VIII.5. Conclusion.....	107

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS

IX.1.INTRODUCTION.....	108
IX.2.APPAREIL D'APPUI.....	108
IX.2.1.Choix de type d'appareil d'appui.....	108
IX.2.2.Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	109
IX.2.3.Vérification de dimensionnement des appareils d'appui selon RPOA 2008.....	110
IX.3.DES D'APPUI	111
IX.3.1.Définition des dés d'appui.....	111
IX.3.2.Dimensionnement des dés d'appui.....	111
IX.3.3.Ferraillage des dés d'appui.....	112
IX.4.LES PLAQUES DE FIXATION.....	113
IX.5.PLOT PARASSISMIQUE	113
IX.6.JOINT DE CHAUSSEE.....	113
IX.6.1.Calcul de souffle.....	113
IX.6.2.Type de joint.....	114
IX.7.CONCLUSION.....	114

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION.....	115
X.2.Classification de l'ouvrage selon « RPOA ».....	115
X.3.ANALYSE SPECTRALE MONOMODALE	115
X.3.1.Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental.....	115
X.3.2.Angle de biais.....	115
X.3.3.Angle de courbure.....	116
X.3.4.La symétrie transversale.....	116
X.3.4.1.Calcul du centre de masse.....	116
X.3.4.2.Calcul du centre élastique des appuis	116
X.4.EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE.....	117
X.4.1. Evaluation de l'efforts ismique longitudinale.....	117
X.4.1.1. Répartition des efforts sismiques sur les appuis.....	119
X.4.1.2. Evaluation de déplacements.....	119

X.4.2.Evaluation de l'effort sismique transversale.....	119
X.4.3.Composante verticale.....	121
X.5. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	121
X.6. CONCLUSION	121

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1.INTRODUCTION	121
XI.2.ETUDE DE LA PILE.....	122
XI.2.1.Pré-dimensionnement des éléments de la pile.....	122
XI.2.1.1.Chevêtre.....	122
XI.2.1.2.Fûts.....	122
XI.2.1.3.Semelle.....	123
XI.2.1.4.Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	123
XI.2.1.5.Répartition des charges sur la pile.....	124
XI.2.1.6.Répartition de surcharge sur pile.....	124
XI.2.1.7.Combinaison des efforts.....	126
XI.2.1.8.Calcul des réactions.....	126
XI.2.2.Ferraillage des éléments de la pile	127
XI.2.2.1.Etude de chevêtre.....	127
XI.2.2.2.Etude de fut.....	129
XI.2.2.3.Etude de la semelle.....	131
XI.2.2.4.Etude des pieux.....	132
XI.3.ETUDE DE LA CULEE	134
XI.3.1.CONCEPTION DE LA CULEE.....	134
XI.3.1.1.Choix de type de culée.....	134
XI.3.1.2.Pré-dimensionnement de la culée.....	135
XI.3.1.3.DESCENTE DES CHARGES.....	135
XI.3.1.4.COMBINAISON DES EFFORTS.....	136
XI.3.2.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	137
XI.3.2.1.Mur frontal.....	137
XI.3.2.2.Mur garde grève.....	138
XI.3.2.3.Dalle de transition.....	140
XI.3.2.4.Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	141

XI.3.2.5.Mur en retour.....	141
XI.4.CONCLUSION.....	142
CONCLUSION GENERALE	143
BIBLIOGRAPHIE.....	
ANNEXE.....	
ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES	
ANNEXE B : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	
ANNEXE C : MODELISATION SUR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019	
ANNEXE D : FERRAILLAGE	

Liste des figures

ETAT DE L'ART

Figure 1 : Pont du Firth of Forth (Écosse).....	3
Figure 2 : Viaduc de Nantua, ouvrage sur l'A40, inauguré en 1988.....	4
Figure 3 : Pratique de développement durable.....	5
Figure 4 : Composants d'un joint modulaire.....	7

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Figure I. 1 : Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.....	10
Figure I. 2 : Tracé en plan.	12
Figure I. 3 : profil en long.	12
Figure I. 4 : profil en travers.....	13
Figure I. 5 : coupe lithologique.	14

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure II. 1: Diagramme contrainte déformation du béton.	17
Figure II. 2 : Limitation des contraintes des sections en BP.	18
Figure II. 3 : Largeur chargeable selon RCPR.....	19
Figure II. 4 : Système de chargement Bc.....	21
Figure II. 5 : Système de chargement Bt.	21
Figure II. 6 : Système de chargement Br.	22
Figure II. 7 : Convoi Mc120.....	22
Figure II. 8: Système de chargement D240.	23

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III. 1: Technique de réalisation d'un pont caisson.....	26
Figure III. 2: Notations des dimensions.....	27
Figure III. 3 : Morphologie générale d'un pont à poutre.	29
Figure III. 4 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre avec console.....	31
Figure III. 5: Détails des dimensions d'un tablier bipoutre avec consoles.....	31

CHAPITRE IV : CONCEPTION 3D PAR BIM

Figure IV. 1 : les niveaux de maturité BIM.....	40
Figure IV. 2 : traitement de levé topographique et la ligne de projet en 3D.	44
Figure IV. 3 : Lancez Open Bridge Modeler et créez un nouveau projet.....	45
Figure IV. 4 : Créer un nouveau WorkSpaces and WorkSets.	45
Figure IV. 5 : Afficher les propriétés du Workset et ouvrir le fichier seed 3d DGN.....	46
Figure IV. 6 : importation de terrain.....	46

Figure IV. 7 : vue 3D de terrain.....	47
Figure IV. 8 : importer la ligne rouge sur l'logiciel.....	47
Figure IV. 9 : entrer le PK début et fin de projet.	48
Figure IV. 10 : implanter les axes des piles.....	48
Figure IV. 11 : définition et création de la dalle.....	49
Figure IV. 12 : Définition et création des poutres.....	49
Figure IV. 13 : modélisation 3D de tablier.....	49
Figure IV. 14 : définir les sections des piles.....	50
Figure IV. 15 : finalisation de modélisation 3D de piles et culée.....	50
Figure IV. 16 : Définir les glissières de sécurité.....	51
Figure IV. 17 : rapport de matériaux et quantité.....	52
Figure IV. 18 : estimation de cout totale en % par unité de pont.....	52

CHAPITRE V : REPARTION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX CHARGES

Figure V. 1 : Longueurs des différentes sections de la poutre.....	54
Figure V. 2 : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	57
Figure V. 3 : Surcharge A(L) uniformément répartie.....	57
Figure V. 4 : Surcharge B_c	58
Figure V. 5: Surcharge B_t	58
Figure V. 6 : Surcharge B_r à $L/2$	59
Figure V. 7: Surcharge M_{c120}	59
Figure V. 8: Surcharge D_{240}	59
Figure V. 9: Surcharge A(L) uniformément répartie.....	60
Figure V. 10: Surcharge B_c	60
Figure V. 11: Surcharge B_t	61
Figure V. 12: Surcharge B_r	61
Figure V. 13: Surcharge M_{c120}	61
Figure V. 14: Surcharge D_{240}	62
Figure V. 15 : Positions actives des poutres.....	63
Figure V. 16: Section Equivalente.....	65
Figure V. 17: Les lignes d'influence de chaque poutre.....	67
Figure V. 18: Surface de la charge A(L) pour une voie.....	68
Figure V. 19 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.....	68
Figure V. 20: Surface de la charge A(L) pour trois voies.....	68
Figure V. 21 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.....	68
Figure V. 22 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour une voie.....	69
Figure V. 23 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour deux voies.....	70
Figure V. 24: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour trois voies.....	70
Figure V. 25: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour quatre voies.....	70
Figure V. 26 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_t pour un tandem.....	71
Figure V. 27 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_t pour deux tandems.....	71

Figure V. 28 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.	72
Figure V. 29: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.....	72

CHAPITRE VI : MODELISATION DE TABLIER PAR ROBOT ANALYSIS

Figure VI. 1 : Modélisation de la poutre.....	75
Figure VI. 2 : Modélisation des poutres avec l'hourdis.	75
Figure VI. 3 : Modélisation de l'hourdis.	76
Figure VI. 4 : Modélisation des appuis sur l'ouvrage.....	76
Figure VI. 5 : Modélisation des entretoises.	76
Figure VI. 6: Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.	77
Figure VI. 7 : Affectations des charges A(L) cas une voie chargé.....	78
Figure VI. 8: Affectations des charges A(L) cas deux voies chargés.....	78
Figure VI. 9 : Affectations des charges A(L) cas trois voies chargés.	78
Figure VI. 10 : Affectations des charges A(L) cas trois voies chargés.	78
Figure VI. 11: Affectations des charges Bc cas quatre voies chargées.	79
Figure VI. 12 : Affectations des charges MC120.	79
Figure VI. 13 : Affectations des charges D240.....	79
Figure VI. 14 : Moment de poids propre de la poutre.....	81
Figure VI. 15 : Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes).....	81
Figure VI. 16 : Moment de l'ELS max.....	81
Figure VI. 17: Moment de l'ELU max.	82
Figure VI. 18 : L'effort tranchant max à l'ELS.	82
Figure VI. 19 :L'effort tranchant max à l'ELU.	82

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VII. 1 : Les caractéristiques géométriques d'une section.	84
Figure VII. 2 : classe de vérification de la précontrainte.	85
Figure VII. 3: Géométrie des câbles.	87
Figure VII. 4: Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	88
Figure VII. 5 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.....	88
Figure VII. 6 : Trajectoire des câbles.	89
Figure VII. 7 : Coefficient f et ϕ	91
Figure VII. 8 : Les sections de vérification.....	95
Figure VII. 9 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.....	99
Figure VII. 10 : Ferrailage de la poutre.	99

Figure VII. 11 : Tableau de Fressynet.	100
Figure VII. 12 : Cadre équivalent.	100
Figure VII. 13: Ferrailage complémentaire.	100

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Figure VIII. 1: Flèche max de la poutre due à poids propre (G).	101
Figure VIII. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	101
Figure VIII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.	102
Figure VIII. 4 : La position des vérins.	103
Figure VIII. 5 : Modalisation de l'entretoise.	103
Figure VIII. 6: Diagramme des moments sous G à l'ELU.	104
Figure VIII. 7 : Diagramme des moments sous G à l'ELS.	104
Figure VIII. 8 : Diagramme d'effort tranchant de l'entretoise.	104
Figure VIII. 9: Ferrailage de l'entretoise.	105
Figure VIII. 10: la modélisation de l'hourdis.	105
Figure VIII. 11: Diagramme des à moments sous $1.35G + 1.6 Bt_2$ l'ELU.	106
Figure VIII. 12: Diagramme des moments sous $G + 1.2 Bt_2$ à l'ELS.	106
Figure VIII. 13: Diagramme des moments sous $G + 1.2 Bt_2$ à l'ELS.	106
Figure VIII. 14 : Ferrailage de l'hourdis.	107

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS

Figure IX. 1: Appareil d'appui en élastomère fretté type B.	108
Figure IX. 2: Les dimensions de l'appareil d'appui.	109
Figure IX. 3: Dimensions du dé d'appuis.	112
Figure IX. 4: Ferrailage du dé d'appui.	113
Figure IX. 5 : Joint de chaussée.	113

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Figure X. 1 : Séisme longitudinale.	118
Figure X. 2 : Séisme transversale.	120

CHAPITRE XI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure XI. 1: Coupe longitudinale et transversale de la pile.	122
Figure XI. 2 : Coupe longitudinale et transversale de la pile.	123
Figure XI. 3: Surcharge Bc sur deux travées chargées.	124
Figure XI. 4 : Surcharge $Mc120$ sur deux travées chargées.	125
Figure XI. 5 : Surcharge $D240$ sur deux travées chargées.	125
Figure XI. 6 : Modèle de calcul.	127
Figure XI. 7 : Les moments $M_{max ELS}$ sur le chevêtre avec le logiciel.	127
Figure XI. 8 : Les moments $M_{max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.	128
Figure XI. 9: Les efforts tranchants $T_{max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.	128

Figure XI. 10 : Ferrailage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE).....	129
Figure XI. 11 : Ferrailage de fût.....	131
Figure XI. 12 : Ferrailage de la semelle.	132
Figure XI. 13 : Ferrailage des pieux.	134
Figure XI. 14 : Les éléments de la culée.....	134
Figure XI. 15 :2 Ferrailage Mur Frontale.	138
Figure XI. 16 : Ferrailage de MGG.....	140
Figure XI. 17 : Ferrailage dalle de transition.....	141
Figure XI. 18 : Ferrailage de corbeau.	141
Figure XI. 19: Les moments M_{yy} et M_{xx} sur le mur en retour avec logiciel.	142
Figure XI. 20 : Ferrailage mur en retour.....	142

Liste des tableaux

CHAPITRE II : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau II. 1 : Caractéristiques de béton.	15
Tableau II. 2 : Les contraintes admissibles du béton.	16
Tableau II. 3 : Les contraintes admissibles de traction des armatures passives.	17
Tableau II. 4 : Poids propre d'une poutre.	19
Tableau II. 5 : Les coefficients a_1	20
Tableau II. 6 : Le coefficient b_c	21
Tableau II. 7 : Coefficient b_t	22

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III 1: Gamme de portée.	25
Tableau III 2: Récapitulatif de découpage des voussoirs.	26
Tableau III 3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	27
Tableau III 4 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 01.	28
Tableau III 5: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.	28
Tableau III 6 : La conception de section transversale.	29
Tableau III 7 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 02.	30
Tableau III 8: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.	30
Tableau III 9: Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.	32
Tableau III 10: Dimensionnement des pièces de pont.	32
Tableau III 11 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 03.	32
Tableau III 12: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.	33
Tableau III 13 : Devis estimatifs	33
Tableau III 14 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.	34

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau IV. 1 : Responsabilités et rôles des principales parties prenantes.	42
--	----

CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE DUE AUX CHARGES

Tableau V. 1 : Poids propre d'une poutre.	54
Tableau V. 2: Poids total du tablier.	55
Tableau V. 3 : Résultat de calcul de- $A(l)$	55
Tableau V. 4 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique de système B_c	56
Tableau V. 5 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique de système B_t	56
Tableau V. 6: Moment fléchissant et effort tranchant sous G.	57
Tableau V. 7 : Moment fléchissant maximum sous $A(L)$	57
Tableau V. 8: Moment fléchissant maximum sous charge B_c	58

Tableau V. 9: Moment fléchissant sous charge Br.	59
Tableau V. 10 : Effort tranchant sous A(L).	60
Tableau V. 11 : Effort tranchant sous charge Bc.	60
Tableau V. 12 : Effort tranchant sous charge Bt.	61
Tableau V. 13: Effort tranchant sous charge Br.	61
Tableau V. 14: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.	62
Tableau V. 15: L'effort de freinage de A(l).	63
Tableau V. 16 : Position active des poutres.	63
Tableau V. 17 : Valeur de K0 et K1 pour $\theta = 0.75$	66
Tableau V. 18: Valeur Ka pour : $\theta = 0.75$	66
Tableau V. 19 : Valeur de K α pour chaque poutre.	67
Tableau V. 20 : Position de chaque type de chargement dans le tablier.	68
Tableau V. 21: Valeur de K α moy pour premier poutre.	69
Tableau V. 22: Valeur de K α moy pour deuxième poutre.	69
Tableau V. 23 : Valeur de K α moy pour troisième poutre.	69
Tableau V. 24 : Valeur de K α moy pour quatrième poutre.	69
Tableau V. 25 : Valeur de K α moy pour cinquième poutre.	69
Tableau V. 26 : Valeur de K α moy pour chaque poutre sous surcharge Bc.	71
Tableau V. 27 : Valeur de K α moy pour chaque poutre sous surcharge Bt.	72
Tableau V. 28: Valeur de K α moy pour chaque poutre sous surcharge Mc120.	72
Tableau V. 29 : Valeur de K α moy pour chaque poutre sous surcharge D240.	73
Tableau V. 30 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.	74
Tableau V. 31 : Combinaison de charge à ELS et à ELU.	74

CHAPITRE VI : MODELISATION DE TABLIER PAR ROBOT ANALYSIS

Tableau VI. 1 : Définition de charges.	77
Tableau VI. 2 : Les combinaisons de charges E.L.S.	80
Tableau VI. 3 : Les combinaisons de charges E.L.U.	80

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 1: Donnés de l'ouvrage.	83
Tableau VII. 2 : Caractéristiques des câbles 12T15s.	83
Tableau VII. 3 : Caractéristiques des sections.	83
Tableau VII. 4 : Caractéristiques du béton.	84
Tableau VII. 5 : Résultat de Logiciel.	84
Tableau VII. 6 : Valeur de P _{MIN}	85
Tableau VII. 7: Détermination du nombre de câble.	85
Tableau VII. 8 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.	86
Tableau VII. 9 : Résultats de vérification des contraintes.	87
Tableau VII. 10: Position des câbles.	89
Tableau VII. 11 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	90
Tableau VII. 12 : Vérification l'angle d'ancrage.	90

Tableau VII. 13 : Angle de relevage appliqué sur les trois câbles	90
Tableau VII. 14 : Valeur des pertes dues aux frottements.	91
Tableau VII. 15 : Valeur des pertes dues au recul d'ancrage.....	91
Tableau VII. 16 : Valeur des pertes par déformation instantané de béton.	92
Tableau VII. 17 : Valeur des pertes par retrait du béton.....	93
Tableau VII. 18 : Valeur des pertes par fluage du béton.....	93
Tableau VII. 19 : Valeur des pertes par relaxation du béton.....	94
Tableau VII. 20 : Valeur des pertes totales.....	94
Tableau VII. 21: Caractéristiques nettes des sections.....	95
Tableau VII. 22 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.	95
Tableau VII. 23 : Vérification des contraintes normales de Phases 1 et 2.	96
Tableau VII. 24 : Vérification des contraintes normales de Phases 3 et 4.	96
Tableau VII. 25 : Effort de la précontrainte.....	97
Tableau VII. 26 : Contrainte tangentielle.	97
Tableau VII. 27 : Détermination de β_u	98

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Tableau VIII. 1: Ferrailage de l'entretoise.....	104
Tableau VIII. 2: Ferrailage de l'hourdis.....	107

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS

Tableau IX. 1 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	110
Tableau IX. 2: Vérification la stabilité au flambement.....	111
Tableau IX. 3: Vérification la distorsion.....	111
Tableau IX. 4 : Modèle des joints W_d	114

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

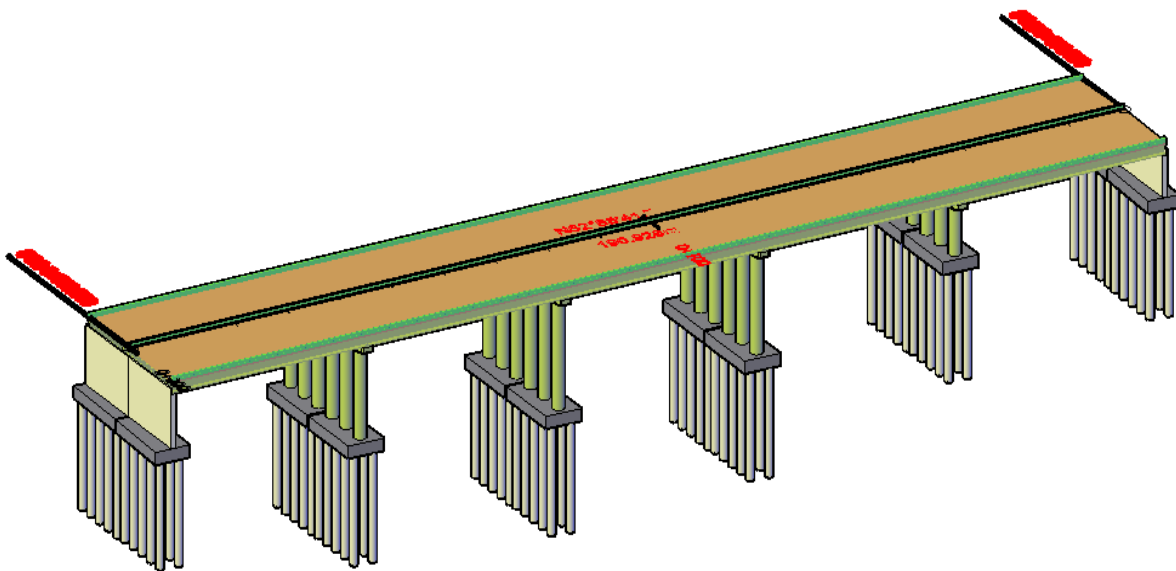
Tableau X. 1 : Détermination de la masse des piles.....	115
Tableau X. 2 : Détermination la raideur de chaque pile.....	117
Tableau X. 3 : Détermination le centre élastique des appuis.	117
Tableau X. 4: Force longitudinale de chaque appui.....	119
Tableau X. 5: Déplacement longitudinale de chaque pile.....	119
Tableau X. 6 : Période transversale des piles.....	120
Tableau X. 7 : Force transversale de chaque appui.....	121
Tableau X. 8: Combinaison des composantes de l'action sismique.....	121

CHAPITRE XI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau XI. 1: Implantation et hauteurs des piles.....	122
Tableau XI. 2 : Vérification de flambement des piles les plus hautes.....	123
Tableau XI. 3: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées de la pile 2.	126
Tableau XI. 4: Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation de la pile 2.....	126
Tableau XI. 5: La combinaison la plus défavorable à l'ELS.	126
Tableau XI. 6 : La combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	126
Tableau XI. 7 : Les des combinaisons les plus défavorables.	127
Tableau XI. 8 : La capacité portante de sol.	127

Tableau XI. 9: Ferrailage du chevêtre.	128
Tableau XI. 10 : Evaluation de moment de torsion.	129
Tableau XI. 11: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées des futs.	130
Tableau XI. 12 : Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation des futs.	130
Tableau XI. 13: Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS.	130
Tableau XI. 14 : Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS.	130
Tableau XI. 15 :L'évaluation des efforts à l'ELU et à l'ELS.	130
Tableau XI. 16 : Les valeurs du ferrailage longitudinal et transversal des futs.	131
Tableau XI. 17: Les armatures inferieures de la semelle.	132
Tableau XI. 18: Valeurs de WARNER.	133
Tableau XI. 19: Les valeurs retenues par le tableau de WARNER.	133
Tableau XI. 20: Valeurs de moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.	133
Tableau XI. 21: Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.	135
Tableau XI. 22 : Evaluations des efforts statiques de la culée.	135
Tableau XI. 23 : Evaluation des efforts provenant dus au tablier.	136
Tableau XI. 24 : Combinaison des efforts.	136
Tableau XI. 25 : Les réactions des combinaisons les plus défavorables.	136
Tableau XI. 26 : La capacité portante de sol.	137
Tableau XI. 27 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.	137
Tableau XI. 28 : Ferrailage de MGG.	140
Tableau XI. 29 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.	140
Tableau XI. 30 : Ferrailage dalle de transition.	140
Tableau XI. 31 : Ferrailage de mur en retour.	142

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Les ponts sont des structures construites en élévation qui permettent de traverser des obstacles tels que des vallées, des rivières, des routes ou des voies ferrées. Leur conception et leur étude suivent généralement une démarche itérative visant à optimiser à la fois les aspects techniques et économiques de l'ouvrage, tout en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

En Algérie, les infrastructures routières et les ouvrages d'art revêtent une grande importance dans les déplacements et le transport. Les ingénieurs sont tenus de garantir la sécurité, le confort et la durabilité de ces ouvrages en choisissant des équipements conformes aux normes, en adoptant des dispositions constructives appropriées et en veillant à la bonne mise en œuvre des projets d'infrastructure.

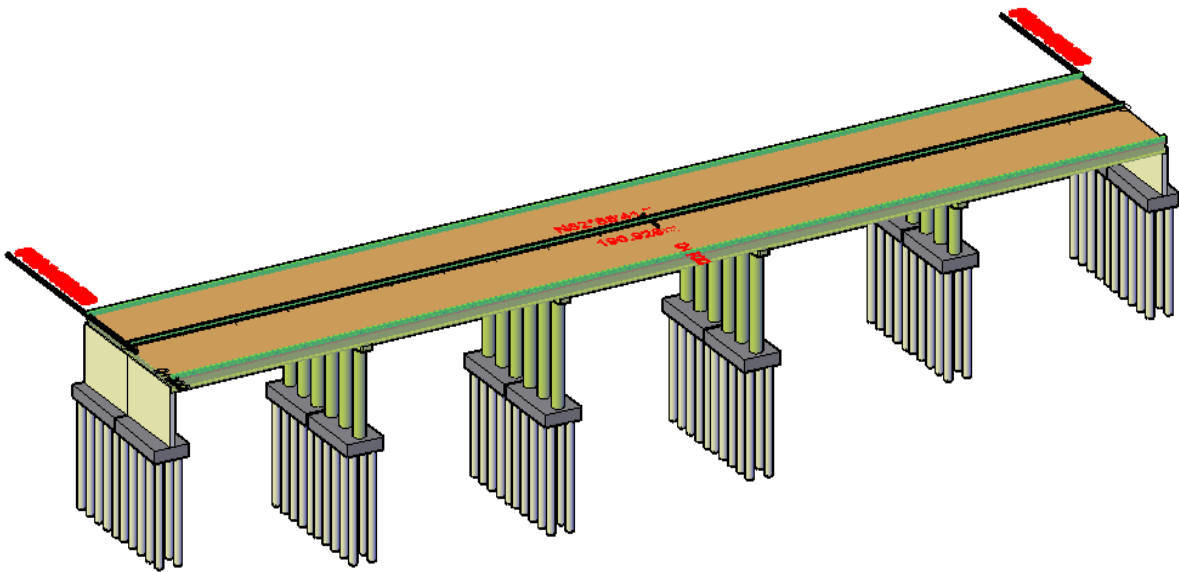
Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ses différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces, afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social.

L'objectif principal de notre projet est de comparer la conception classique des ponts et la conception 3D par BIM afin d'optimiser le temps et d'obtenir une conception plus efficace, collaborative et durable. Par la suite, on va faire une étude détaillée de ce pont qui est situé à Sidi-Aïch wilaya de Bejaïa du PK 45+548.750 au PK 45+729.250, faisant partie du projet de réalisation de la pénétrante Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute est-ouest sur 100 km.

Ce mémoire est divisé sur plusieurs parties :

- Dans les trois premiers chapitres, on a fait la description de l'ouvrage en précisant toutes les données fonctionnelles et naturelles qui le composent et sa conception initiale.
- Le quatrième chapitre a été consacré à la conception de la maquette 3D par l'approche BIM
- Le cinquième et le sixième chapitre ont été consacrés à l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage et modélisation de l'ouvrage par Robot Structural.
- Le septième et le huitième chapitre ont été focalisés sur l'étude de la précontrainte et l'étude de tablier.
- Le chapitre neuvième a été consacré à l'étude sismique et dimensionnement des équipements.
- Le dernier chapitre, on finalise par l'étude de l'infrastructure en fonction des caractéristiques de sol.
- On clôture notre travail par une conclusion dont on fait une synthèse générale.

ETAT DE L'ART



I. INTRODUCTION

Les ponts peuvent varier considérablement en termes de forme, de taille, de conception et de matériaux utilisés en fonction des conditions géographiques, des contraintes environnementales, du trafic prévu et des contraintes économiques. Ils peuvent être suspendus, à haubans, en arc, en poutre, en treillis...etc.

Dans ce chapitre, on va parler sur l'état de l'art dans le domaine des ponts est en constante évolution avec de nouvelles recherches et de nouvelles technologies émergentes qui contribuent continuellement à améliorer la conception, la construction, la surveillance et la maintenance de ces structures cruciales.

II. 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 Severn, en Angleterre.

1887 premiers ponts en béton armé sur le Rhin à Mulhouse.

III. LE DEVELOPPEMENT DES MATERIAUX DURANT LA CONSTRUCTION DES PONTS

Il est important de noter que cette évolution est générale et qu'elle varie en fonction des régions et des pays. De plus, certains ponts historiques construits avant le 20e siècle utilisent toujours des matériaux traditionnels.

- **Pont en bois**

Le bois a été le matériau de construction le plus couramment utilisé de l'Antiquité jusqu'au XVIIe siècle en raison de sa disponibilité, de sa facilité de travail et de ses qualités intrinsèques. Cependant, son utilisation a été progressivement remplacée par d'autres matériaux à mesure que les exigences de construction devenaient plus complexes.

L'évolution des techniques de construction, l'augmentation des charges dues à l'automobile et les avantages offerts par les matériaux tels que l'acier et le béton ont conduit à la diminution de l'utilisation des ponts en bois à la fin du XIXe siècle.

- **Ponts en pierre**

Dans l'Antiquité, de nombreux monuments et ouvrages d'ingénierie remarquables ont été construits en pierre. Les civilisations égyptiennes, grecques et romaines, par exemple, ont utilisé la pierre et la maçonnerie pour ériger des ponts.

Avec l'évolution des techniques de construction et l'introduction de nouveaux matériaux comme l'acier et le béton armé, les problèmes liés à la résistance à la traction de la pierre ont été surmontés, ce qui a permis la construction de structures plus complexes et de ponts plus longs et plus résistants.

- **Pont en acier**

L'introduction de l'acier dans la construction de ponts vers 1867 a permis d'accroître les performances des ponts en termes de capacité de charge, de portée et de légèreté des structures. Cette avancée a ouvert de nouvelles possibilités dans la conception et la construction des ponts, contribuant ainsi à l'évolution de l'ingénierie civile. L'un des grands ingénieurs français de cette époque est Alexandre Gustave Eiffel. Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890.



Figure 1 : Pont du Firth of Forth (Écosse).

Les techniques de fabrication de l'acier ainsi que les modes d'assemblage ont connu une évolution rapide au fil du temps. Au début, les éléments métalliques étaient principalement assemblés par rivetage et plaques couvre-joint. Cependant, ce mode d'assemblage présentait certains inconvénients, notamment en termes de coût et de temps nécessaires à sa réalisation.

- **Pont en béton armé et précontraint**

La formulation du béton a été mise au point en 1845. Cette formulation implique un mélange précis de granulats, de sable, de ciment et d'eau pour créer un matériau solide et durable. Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton). 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. Eugène Freyssinet a joué un rôle majeur dans le développement du béton précontraint. En 1928, Freyssinet, un ingénieur français, a inventé et mis au point le concept du béton précontraint pour renforcer les structures en béton. Son idée était de résoudre le principal problème du béton conventionnel, à savoir sa faible résistance à la traction. Le béton précontraint a ouvert la voie à de nouvelles méthodes de construction qui ont permis la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles et avec des formes légères comme le viaduc de Nantua.



Figure 2 : Viaduc de Nantua, ouvrage sur l'A40, inauguré en 1988.

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.

IV. DEVELOPPEMENT DURABLE DES PONTS

Le concept de développement durable a été popularisé par la Commission mondiale sur l'environnement et le développement, également connue sous le nom de Commission Brundtland. Cette commission a été créée par les Nations Unies en 1983 et était présidée par Gro Harlem Brundtland, ancienne Première ministre de Norvège.

Le milieu de l'ingénierie routière et autoroutière des ponts accorde une attention croissante aux aspects du développement durable tels que la sécurité, la durabilité et l'esthétique. Ces domaines sont considérés comme essentiels pour la conception, la construction et la gestion des infrastructures de transport, y compris les ponts.

La construction d'un pont est en effet un projet d'investissement majeur qui peut avoir des implications significatives sur divers aspects de l'environnement, des ressources matérielles, des finances et des personnes impliquées.

Les objectifs de développement durables nous fournissent l'orientation requise pour améliorer le développement durable des projets d'infrastructures ainsi que les motifs justifiant la mise en œuvre de mesures spécifiques.

Les objectifs de développement durable sont les suivants :

- Réduire la quantité de matériaux neufs utilisés.
- Optimiser le flux de déchets.
- Réduire la consommation énergétique.
- Améliorer l'accès et la mobilité.
- Accroître l'efficacité du cycle de vie.
- Maintenir ou améliorer les caractéristiques du régime hydrologique.

Les pratiques de développement durable sont cruciales lors de la conception, de la construction et de l'exploitation des ponts afin de promouvoir la durabilité à long terme et d'atteindre les objectifs de développement durable.

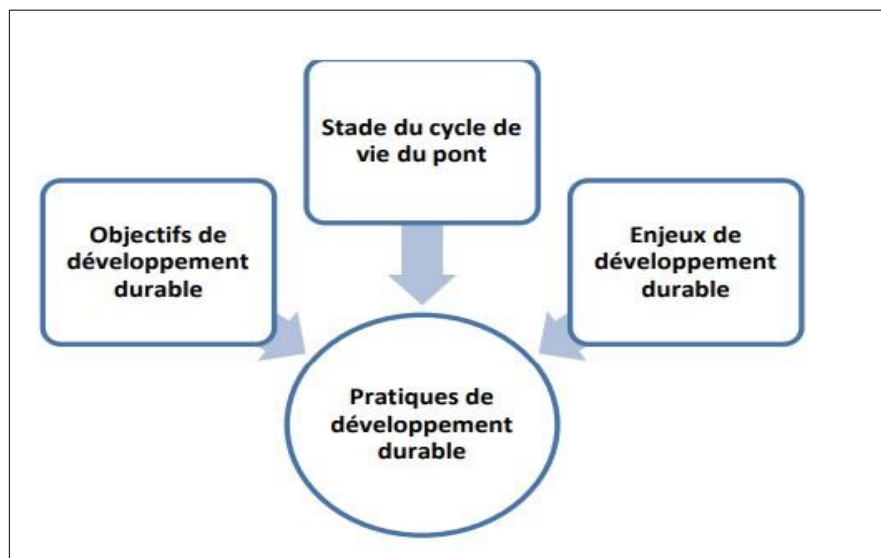


Figure 3 : Pratique de développement durable.

Les spécialistes peuvent choisir l'une des pratiques ci-dessous :

- Régler les problèmes d'affouillement.
- Analyse des coûts du cycle de vie du pont.
- Améliorer la réutilisation et le recyclage des matériaux.
- Réduire les émissions de gaz à effet de serre du pont.
- Réduire le retard de circulation attribuable à la construction.
- Résilience.
- Réduire la pollution par le bruit.

Une fois les objectifs de développement durable déterminés, il est essentiel de mettre en place des pratiques spécifiques pour les atteindre. Par exemple, l'objectif de développement durable qui consiste à réduire la consommation d'énergie est lié aux pratiques de développement durable ci-dessous :

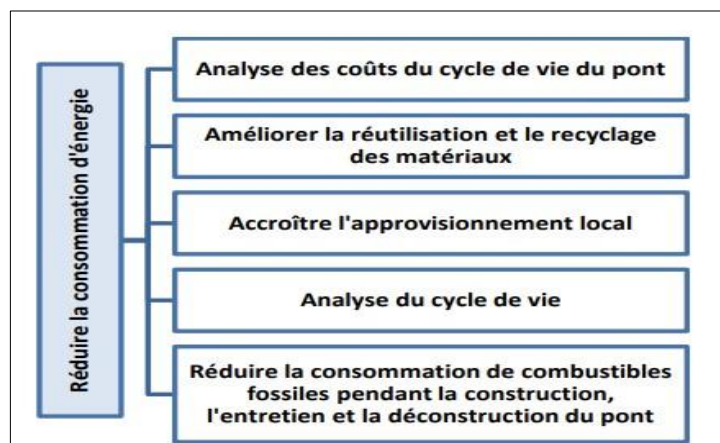


Figure 4 : réduction la consommation d'énergie.

V. LES PONTS MODULAIRES

Les ponts modulaires préfabriqués offrent une solution pratique, rapide et économique pour la construction de ponts dans les situations permanentes et d'urgence. Ils sont polyvalents, durables et peuvent être facilement adaptés aux besoins spécifiques de chaque site.

Les ponts modulaires préfabriqués reposent sur les principes clés de la durabilité, à savoir la réutilisation, la réduction et le recyclage.

Les avantages de la construction des ponts modulaires sont les suivants :

- **Rapidité** : L'utilisation de modules préfabriqués peut accélérer le processus de construction par rapport aux méthodes de construction traditionnelles. L'une des raisons de cette accélération est que les travaux de terrassement et les fondations peuvent être réalisés en parallèle de la fabrication des modules hors site.

- **Flexibilité** : Les constructions préfabriquées modulaires sont conçues pour offrir une grande flexibilité en termes de taille, de configuration et de déplacement. Elles sont fabriquées en usine sous forme de modules préfabriqués qui peuvent être assemblés pour former des structures de différentes tailles et formes.

- **Fiabilité** : Les constructions préfabriquées modulaires ont généralement l'avantage de réduire les retards liés aux intempéries et à la pénurie de main-d'œuvre par rapport aux méthodes de construction traditionnelles.

- **Réduction des déchets** : La construction préfabriquée modulaire hors site génère jusqu'à 90% de déchets en moins par rapport aux méthodes de construction traditionnelles sur site.

VI. JOINTS MODULAIRES

Les joints modulaires de Série 2000 sont souvent utilisés dans les infrastructures telles que les ponts, les parkings souterrains et les structures industrielles. Leur efficacité a été démontrée sur des centaines d'installations à travers le monde, ce qui en fait un choix fiable pour assurer la durabilité et la fonctionnalité des structures.

Il est caractérisé par :

- Installation et remplacement simple des garnitures.
- Etanchéité complète.
- Système d'ancrages adapté aux besoins.
- Protection contre la corrosion.
- Composants remplaçables facilement.

Les joints modulaires de Série 2000 sont conçus pour permettre des mouvements de tablier plus importants que ceux autorisés par les joints traditionnels. Ils utilisent une série de garnitures enclenchées à des poutres centrales et des poutres de rive pour faciliter ces mouvements.

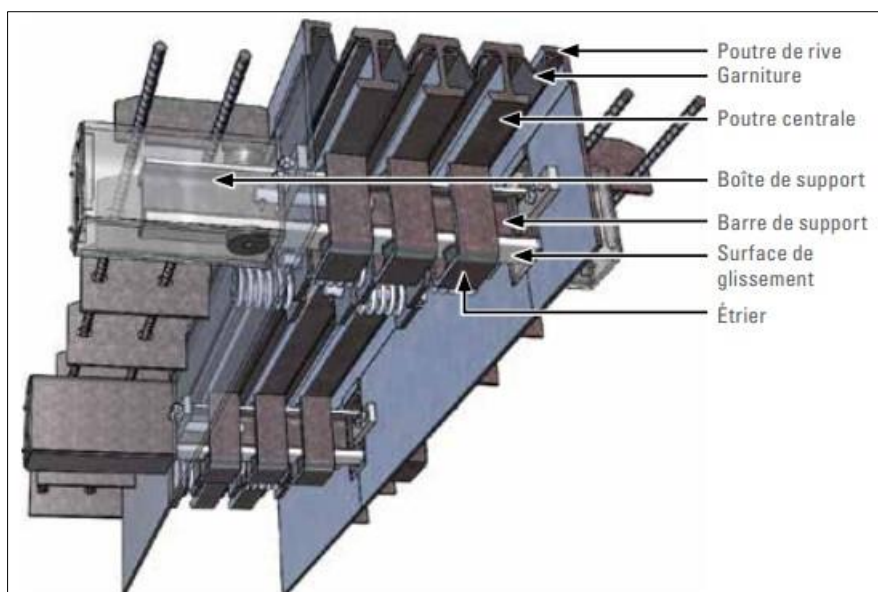


Figure 4 : Composants d'un joint modulaire.

VII. DEVELOPPEMENT DES LOGICIELS DURANT LA CONSTRUCTION DES PONTS

Cependant, au milieu des années 1960, les premières générations de logiciels de DAO en 2 dimensions ont commencé à être utilisées dans l'industrie. Ces logiciels permettaient de créer des dessins techniques assistés par ordinateur en utilisant des primitives géométriques de base telles que les lignes, les arcs et les cercles. Ils étaient principalement utilisés pour la création de plans d'ingénierie, et d'autres types de dessins techniques.

Dans les années 1980, l'informatique appliquée à la construction a connu une croissance rapide. Cette période a été marquée par le développement de solutions logicielles spécifiques à chaque secteur d'activité et à chaque spécialité au sein de l'industrie de la construction.

Il convient de noter que le terme "BIM" en tant que tel n'était peut-être pas encore largement utilisé à cette époque. Cependant, les fondements conceptuels et technologiques du BIM étaient en train d'émerger progressivement, préparant le terrain pour les développements ultérieurs dans les années 2000 et au-delà.

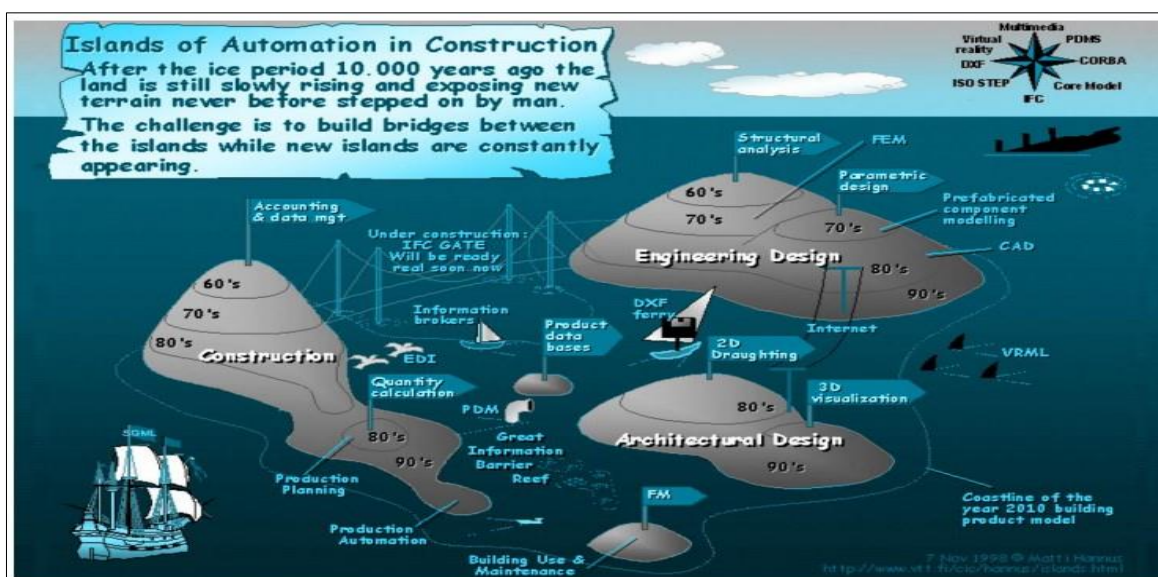


Figure 5 : Les îlots d'automatisation.

En effet, la technologie BIM (Building Information Modeling) est une solution envisagée pour limiter les problèmes liés à la fragmentation des données et favoriser la rationalisation dans l'industrie de la construction. Grâce à la centralisation et au partage des informations, le BIM permet une collaboration plus efficace entre les différentes parties prenantes d'un projet de construction.

La maquette numérique et les informations associées peuvent être exploitées de différentes manières tout au long du cycle de vie d'un ouvrage. Voici les principales utilisations du BIM :

- **BIM de conception** : Le BIM de conception est la première phase où la maquette numérique est créée. Les concepteurs, tels que les ingénieurs, utilisent le BIM pour créer un modèle détaillé de l'ouvrage. Cela permet une visualisation réaliste du projet et facilite la coordination entre les différentes disciplines. Les informations intégrées dans le modèle comprennent la géométrie, les propriétés physiques, les matériaux, les systèmes MEP (mécanique, électricité, plomberie), etc.

- **BIM de construction** : Le BIM de construction est utilisé pendant la phase de construction. Le modèle BIM sert de référence pour la planification et la coordination des travaux. Les entrepreneurs peuvent utiliser le BIM pour générer des plannings, simuler des séquences de construction, estimer les quantités de matériaux, identifier les conflits potentiels et optimiser les processus de construction. Le BIM de construction permet également de suivre l'avancement des travaux en comparant le modèle BIM aux relevés sur le chantier.

- **BIM de gestion, exploitation et maintenance** : Une fois l'ouvrage achevé, le BIM est utilisé pour sa gestion, son exploitation et sa maintenance. Le modèle BIM contient des informations détaillées sur les composants d'ouvrage, tels que les équipements, les systèmes, les spécifications, les fournisseurs, les dates de maintenance, etc. Ces données sont utilisées pour la gestion des installations, la planification de la maintenance préventive, le suivi des performances énergétiques, la gestion des espaces et la prise de décision concernant les rénovations ou les modifications ultérieures.

- **BIM de déconstruction** : Le BIM de déconstruction intervient lorsque l'ouvrage arrive en fin de vie et doit être démantelé ou démoli. Le modèle BIM peut être utilisé pour planifier et gérer les opérations de déconstruction de manière efficace et sécurisée. Les informations contenues dans le modèle, telles que les matériaux utilisés, les connexions entre les éléments, les risques éventuels, peuvent faciliter la séparation et le recyclage des matériaux, ainsi que la planification des travaux de déconstruction.

Ces différentes utilisations du BIM tout au long du cycle de vie d'un ouvrage permettent une meilleure collaboration, une coordination améliorée entre les acteurs, une réduction des erreurs et des coûts, ainsi qu'une gestion plus efficace et durable des infrastructures.

Bien que souvent confondus, la Maquette Numérique et le BIM ne désignent pas la même chose, la maquette numérique est une représentation virtuelle en trois dimensions d'un projet, qu'il s'agisse d'une infrastructure ou d'un produit. Elle est créée à l'aide de logiciels de modélisation 3D et peut être utilisée à différentes étapes du processus de conception, de la phase initiale jusqu'à la construction finale. La maquette numérique peut contenir des informations géométriques, des données sur les matériaux, les textures, les couleurs, etc, et le BIM, quant à lui, est un processus intégré qui utilise la maquette numérique comme une base de données riche en informations. Le BIM englobe non seulement la géométrie et les propriétés des objets modélisés, mais également des données supplémentaires telles que les spécifications techniques, les quantités, les coûts, les délais, les relations entre les différents éléments, etc.

La fédération des acteurs d'un projet autour d'un modèle numérique vise à favoriser les gains de productivité en améliorant la collaboration, la communication et la coordination entre les différentes parties prenantes.

L'utilisation du BIM pour l'infrastructure permet de centraliser les informations, de faciliter la collaboration, d'améliorer la visualisation, de réaliser des simulations et des analyses avancées, de détecter les conflits et d'optimiser le cycle de vie des infrastructures. Ces avantages contribuent à des conceptions plus efficaces et durables, tout en accélérant le processus de validation et de construction.

Le BIM est largement utilisé dans les secteurs ferroviaire, aéroportuaire et des routes intelligentes pour améliorer la coordination, optimiser les performances, simuler les impacts et faciliter la gestion du cycle de vie des infrastructures. Les résultats de l'enquête internationale menée par Dodge Data & Analytics en 2017 fournissent des informations supplémentaires sur l'utilisation du BIM dans ces secteurs spécifiques.

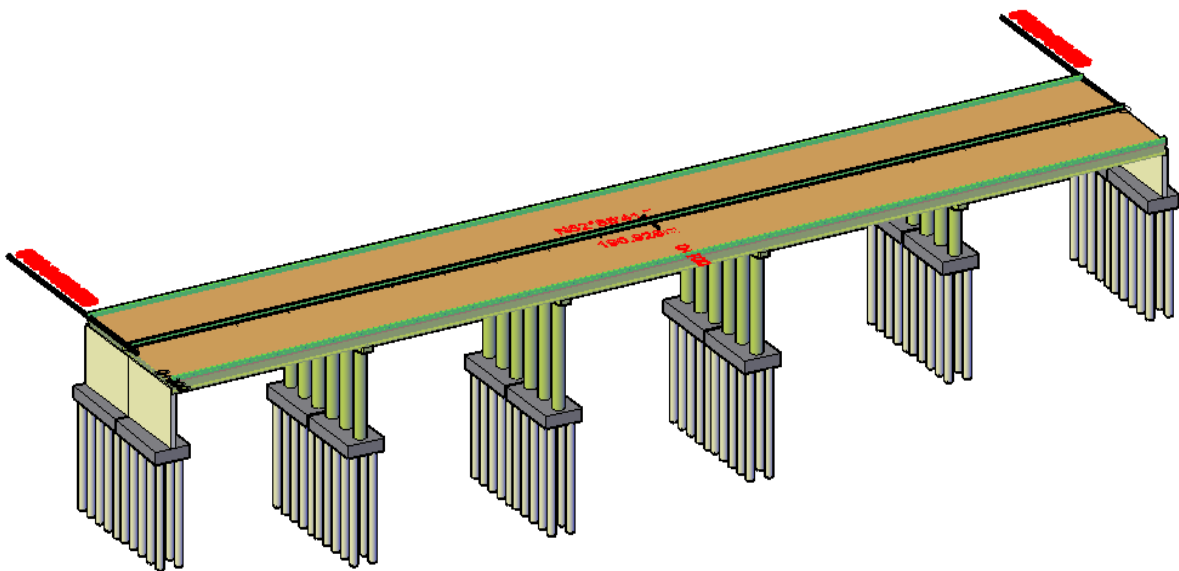
Selon de rapport de cette étude, on trouve que le BIM est utilisé en France, en Allemagne, au Royaume-Uni et aux Etats-Unis dans les secteurs des :

- Ouvrages d'art (ponts et tunnels) avec un taux de 75 %
- Routes et autoroutes avec un taux de 62 %
- Infrastructures aéroportuaires avec un taux de 49 %
- Voies ferres et transport en commun avec un taux de 45 %
- Autres infrastructures avec un taux de 49 %

VIII. CONCLUSION

Le domaine des ponts est vaste et complexe, et l'état de l'art évolue constamment grâce aux avancées technologiques, aux nouvelles méthodologies de conception, aux matériaux innovants et aux progrès dans la modélisation et l'analyse structurelle.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un ouvrage d'art exige une large connaissance sur les informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation. Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser les différentes informations liées à notre projet.

I.2. PRESENTATION DE PROJET

I.2.1. Objectif de projet

L'objectif principal de notre projet est de comparer **la conception classique** des ponts avec **la conception 3D réalisée par BIM** afin d'optimiser le temps et d'obtenir une conception plus efficace, collaborative et durable. Par la suite, on va faire une étude détaillée de ce pont qui situé à sidi-Aïch wilaya de Bejaïa **du PK 45+548.750 au PK 45+729.250**, faisant partie du projet de réalisation de la pénétrante Autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute est-ouest sur 100 km.

I.2.2. Situation de projet

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière reliant le pont de **Béjaïa** à l'autoroute Est-Ouest sur 100 Km, le projet se situe entre **Takrietz** et **sidi- Aïch** du **PK 45+548.750 au PK 45+729.250**.



Figure I. 1 : Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.

I.2.3. Présentation de la pénétrante de BEJAIA

L'objectif de construction de la pénétrante de BEJAIA est de relier l'Autoroute Est Ouest à la ville de BEJAIA par une infrastructure en adéquation avec l'importance du trafic et des échanges avec les différentes Wilaya du pays engendrant ainsi :

- L'Amélioration des conditions de déplacement et gain de temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- La création un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.
- La réduction les coûts d'exploitation des véhicules.
- Le développement des activités industrielles, agricoles et touristiques de la région.

I.2.4. Composante de la pénétrante

Le linéaire de l'axe principale de l'autoroute (2×3 voies) est de 100 Km et contient :

- 28 viaducs de longueur totale 10.4 Km.
- 60 ouvrages d'art de longueur totale 11.3 km.
- 8 échangeurs.
- 1 tunnel en bitube (tube est 1691 m, tube ouest 1628 m).
- 196 ouvrages hydrauliques.
- 34 millions m³ volume de terrassement.

I.2.5. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente un ravin dans la montagne qui n'a pas d'eau régulière pendant toute l'année.

I.3. LES DONNEES DE L'OUVRAGE

I.3.1. Données fonctionnelles

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi.

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de **180.5 m** et une largeur de **15.60 m**.

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

- Début de l'ouvrage : PK 45+548.750.
- Fin de l'ouvrage : PK 45+729.250.

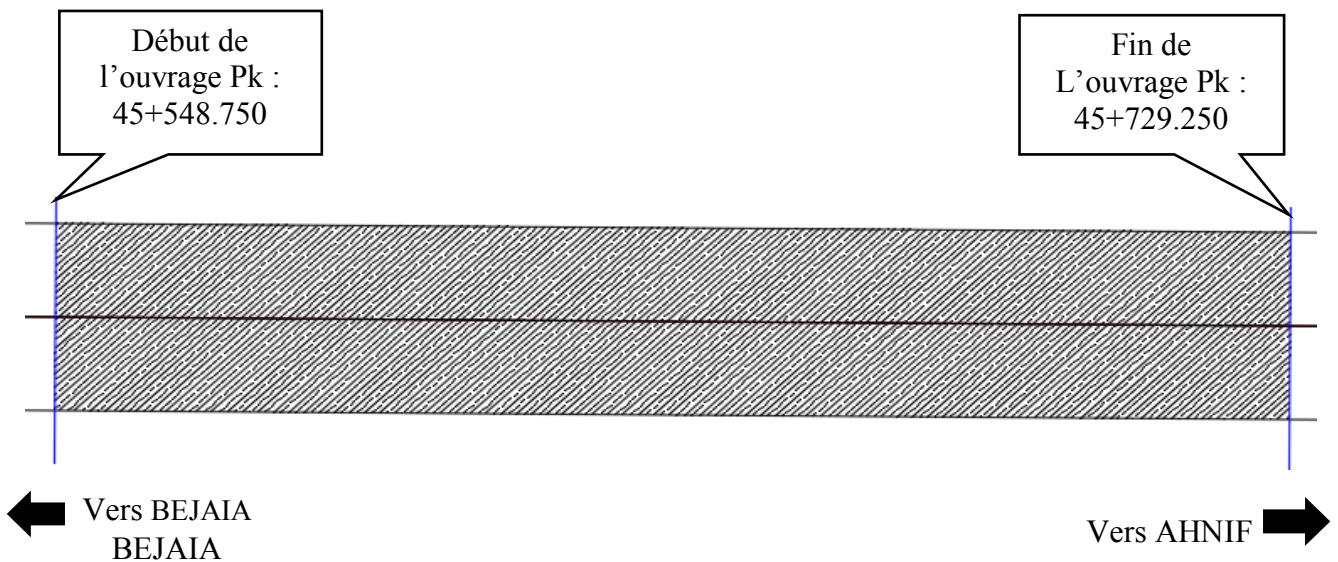


Figure I. 2 : Tracé en plan.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière de PK 45+548.750 au PK 45+729.250 présente un alignement droit d'une rampe 2.87 %.

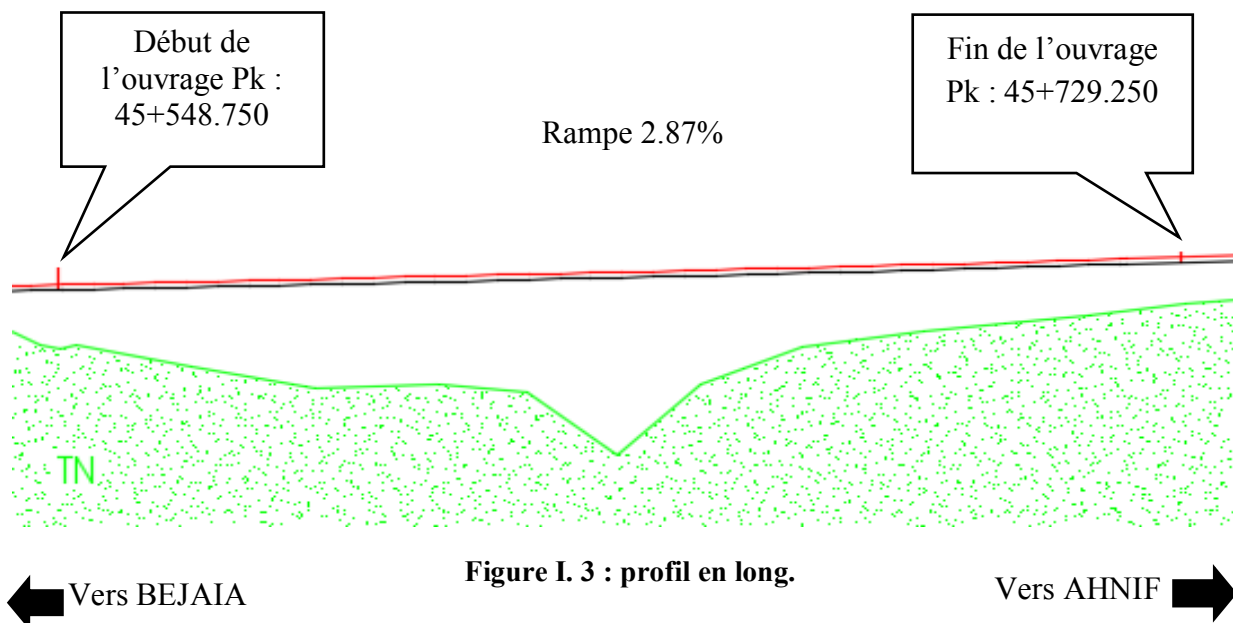


Figure I. 3 : profil en long.

I.3.1.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur du tablier est de 15.60 m.
- La largeur de la chaussée est de 14.5 m.
- Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.

- Sur-largeurs de 1m.
- Bande d'arrêt d'urgence de 3m.
- Deux (2) trottoirs avec glissière de sécurité.
- Une corniche.
- Avec un dévers de 2.5%.

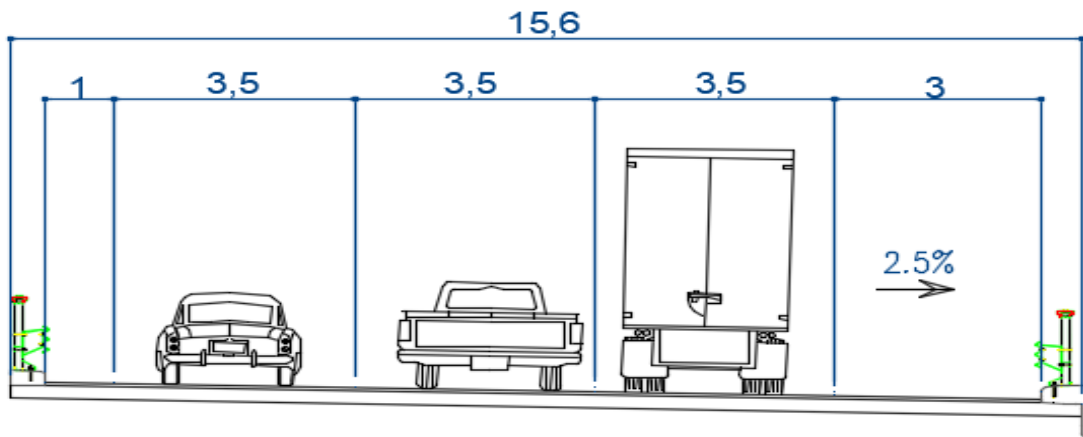


Figure I.4 : profil en travers.

I.3.2. Les données naturelles

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.

I.3.2.1. Topographie

Le terrain présente à un relief abrupt avec une végétation drue des deux côtés, la différence des terrains naturels est grande.

I.3.2.2. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, cette région d'Algérie est classée en **zone II a** (une zone de sismicité moyenne), cet ouvrage est classé en **groupe 1** (Ponts stratégiques), le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude $A=0.25g$ (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3. Température

Un climat tempéré chaud est présent à Bejaïa, la variation saisonnière de température est entre -15° et $+35^{\circ}$.

I.3.2.4. Le vent

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

- $2,00 \text{ kN/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $1,25 \text{ kN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

I.3.2.5. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), la capacité portante du sol, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement).

- Quatre sondages carottés avec prélèvement d'échantillons. Le bon sol atteint par ces sondages est 25 m de profondeur notés SC1 à SC4 dans le but de :
 - Déterminer la nature du sous-sol.
 - Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
 - Prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.
- Quatre sondages pressiométriques de 25 m de profondeur chacun notés SP1 à SP4, avec un essai à chaque 1 m afin de connaître :
 - Les déformations du sous-sol selon les paliers des contraintes.
 - Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.
- **Sondages pressiométriques** : La reconnaissance géologique a été suivie par la mesure des caractéristiques mécaniques du sol aux différentes profondeurs. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :
 - Module pressiométrique E.
 - Pression de fluage Pf.
 - Pression limite Pl
- **Analyse des propriétés géotechniques des sols** : Le sol est constitué principalement de marnes, sous forme de sol anguleux en intercalant des cailloux, dense à très dense.

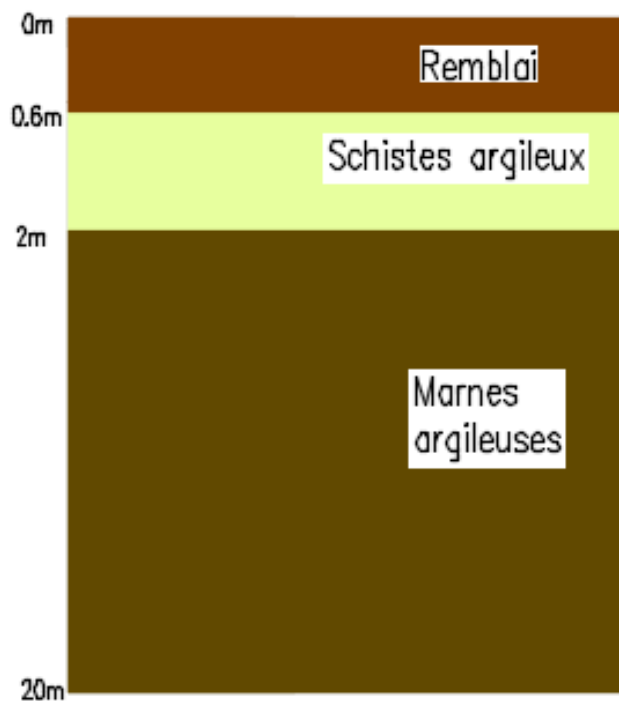
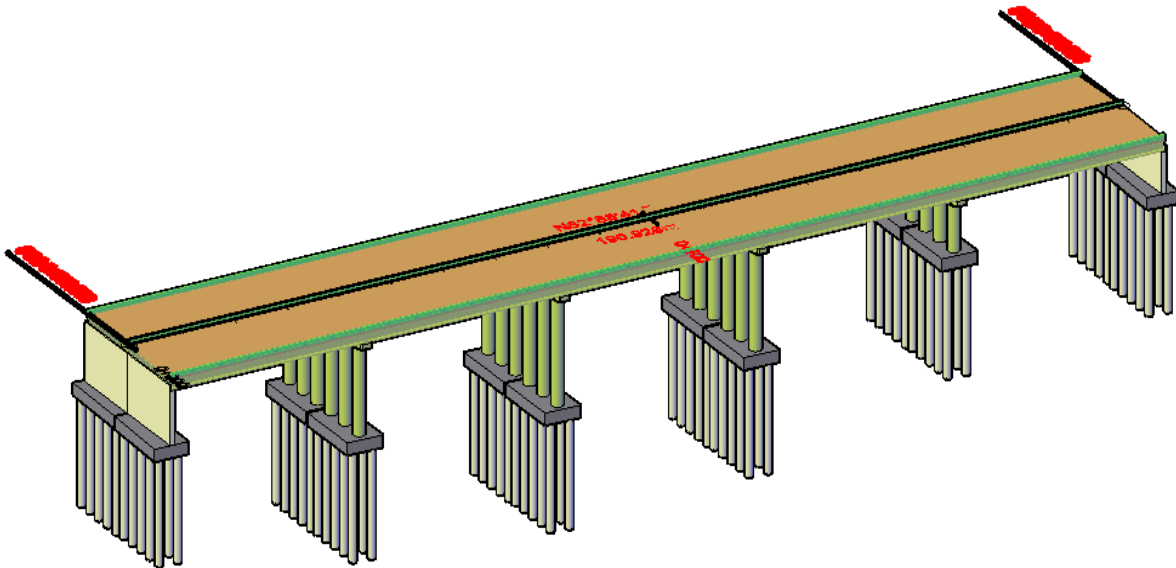


Figure I. 5 : coupe lithologique.

I.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate, à savoir les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de cet ouvrage.

CHAPITRE II :
EVALUATION DES ACTIONS
ET HYPOTHESES DE
CALCUL



II.1. INTRODUCTION

La réalisation d'un pont nécessite une connaissance approfondie des différents types de structures et de leur fonctionnement. Un pont est une construction d'ingénierie qui doit répondre à des exigences de qualité, de sécurité et de résistance. Pour garantir cela, les ingénieurs doivent respecter les normes et les règles de l'art applicables.

Le respect des règles et des normes ne suffit pas pour concevoir un pont robuste et sécurisé. Les ingénieurs doivent également étudier le comportement dynamique de la structure sous l'effet de plusieurs facteurs, tels que le vent et les séismes.

II.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- **Règles BAEL 91 révisées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé.
- **Règles de BPEL 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton précontraint.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : pour déterminer les actions sismiques.
- **Eurocode 7 ; Fascicule 62 titre 5** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Eurocode 8** : calcul des structures pour leurs résistances aux séismes.
- **Guide SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes.

II.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

II.3.1. Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillon) agglomérés par un liant (un liant est un produit liquide qui agglomère des particules solides sous forme de poudre).

Tableau II. 1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CEM II	CEM II
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m ³)	25	25

II.3.1.1. Résistance à la compression

C'est la caractéristique essentielle du béton, elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , dans notre cas on opte :

$f_{c28} = 27$ MPa pour le béton de l'infrastructure.

$f_{c28} = 35$ MPa pour le béton de superstructure.

La caractéristique du béton à la compression à « j » jours d'âge est donné par :

$$f_{cj} \left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

II.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance de la compression :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (MPa).}$$

II.3.1.3. Contrainte admissible à la compression

On fixe la valeur des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b \text{ (MPa) à ELU.}$$

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa) à l'ELS.}$$

Il est noté que le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable.} \\ 1,5 & \text{situation transitoire.} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Aussi, le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24h. \\ 0.9 & 1h < t < 24h. \\ 0.85 & t < 1h. \end{cases}$$

Tableau II. 2 : Les contraintes admissibles du béton.

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b=1.15$	25.87
		$\gamma_b=1.5$	19.83
ELS	f_{bc} (MPa)	21	16.2

II.3.1.4. Déformation du béton

- **Longitudinalement**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" définit par les règles BPEL comme suit :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times (f_{cj})^{1/3}, \text{ Module de déformation instantanée du béton (courte durée } < 24h).$$

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3\ 700 \times (f_{cj})^{1/3}, \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

- **Transversalement**

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :

$$G = E/2 (1 + \nu)$$

Avec :

E : module de déformation longitudinal (module de YOUNG).

ν : coefficient de poisson représente par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0.3 \text{ à l'état limite ultime.} \end{array} \right.$$

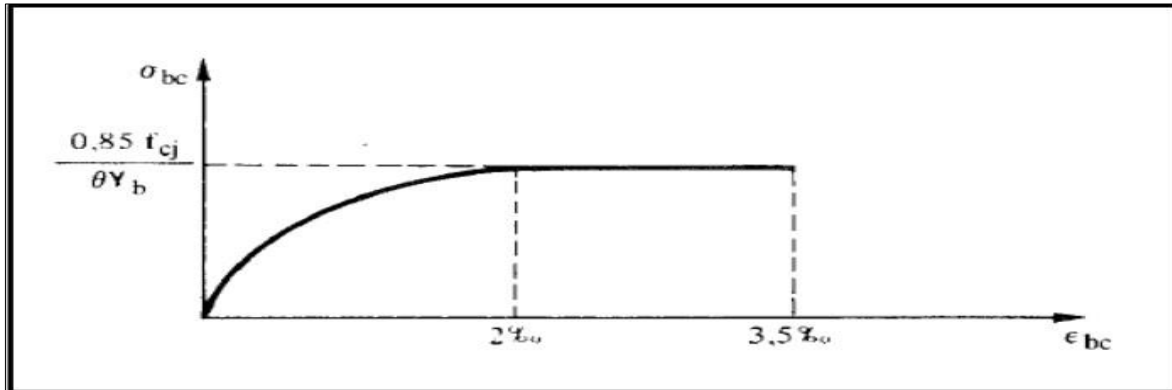


Figure II. 1: Diagramme contrainte déformation du béton.

II.3.2. Aciers

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

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

II.3.2.1. Aciers passifs

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance FeE500 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Nuance FeE500.
- Limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.
- Module de déformation élastique $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

- **La contrainte admissible**

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et de cas de situation à l'état limite ultime la contrainte σ_s , et le tableau ci-dessous :

Tableau II. 3 : Les contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Valeur obtenue (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	$\sigma_s = \max \{ f_e/2, 110(n \times f_{tj})^{1/2}, n=1.6 \text{ pour HA} \}$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{ 0.4 \times f_e; 88(n \times f_{tj})^{1/2}, n=1.6 \text{ pour HA} \}$		200	200

II.3.2.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons T15s TBR (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1860$ MPA.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1674$ MPA.
- Module d'élasticité : $E_p = 190000$ MPA.
- Contrainte à l'origine : $\sigma_{p0} = 1488$ MPA.
- Section droite d'un toron : $A_p \text{ 1toron} = 150$ mm².
- Diamètre du gain : $\Phi = 80/100$ mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : $\rho = 2.5$ %.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 2$ mm.
- Coefficient de frottement de courbure : $f = 0.18$ rd⁻¹.

- **Classe de justification de la précontrainte**

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

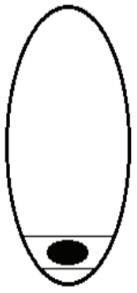
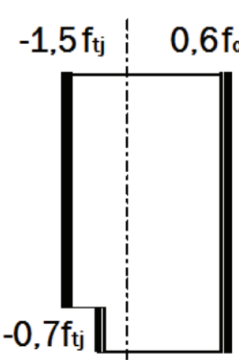
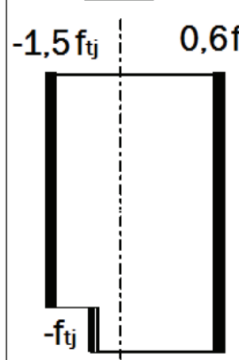
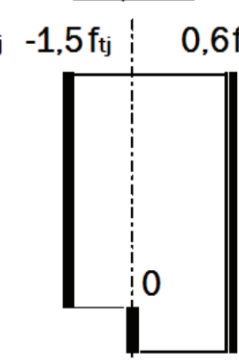
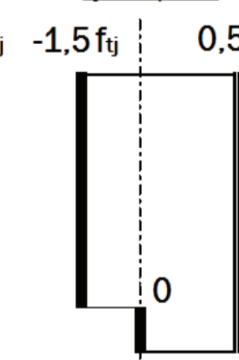
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II 				
	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$

Figure II. 2 : Limitation des contraintes des sections en BP.

II.4. EVALUATION DES ACTIONS

II.4.1. Evaluations des actions hors trafic

II.4.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure elles se définissent par leur poids propre de la structure.

• **Calcul des compléments des charges permanentes (CCP)**

Les compléments de charges permanentes représentent le poids propre des installations fixes et équipements de la plateforme de la voie portée par l’ouvrage définie dans le chapitre précédent.

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

	La densité (KN/m3)	La charge répartie (KN/m²)	Nombre d'élément	La charge (KN /ml)
Le revêtement	24	1.92	1	27.84
Corniche	25	-	1	3.75
Trottoirs	25	7.5	2	8.25
Glissières de sécurité	/	-	2	2
CCP	CCP=41.84 KN/ml			

II.4.1.2. Action thermique

L’ouvrage d’art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord). Les effets de la température ont été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprise ci-après :

- Température maximale de l’air : **Tmax = 35°C.**
- Température minimale de l’air : **Tmin = -15°C.**

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique qui résulte d’un échauffement ou d’un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse en phase de service est admis à $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 7^\circ\text{C}$ et en phase de construction à $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 12^\circ\text{C}$.

II.4.2. Evaluations des actions due au trafic

II.4.2.1. Caractéristique du pont

• **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de retenus ou bordures, pour notre pont $L_r = 14.50 \text{ m}$.

• **Largeur chargeable**

$L_c = L_r - 2 \times 0.5$ Donc : $L_c = 14.50 - 2 \times 0.5 = 13.50 \text{ m}$.

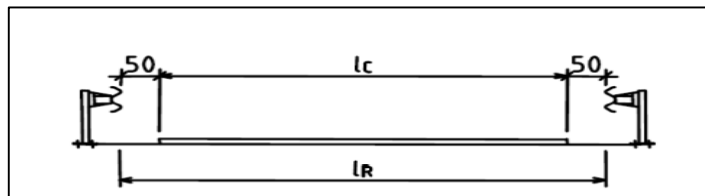


Figure II. 3 : Largeur chargeable selon RCPR.

• **Classe du pont**

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

- $L_r \geq 7.00$ m \longrightarrow Un pont de 1^{ère} classe.
- 5.50 m $\leq L_r \leq 7.00$ m \longrightarrow Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50$ m \longrightarrow Un pont de 3^{ème} classe.

Notre pont a une largeur roulable de 14.30m >7m donc il est de première classe.

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable : $N = L_c/3 = 13.50/ 3 = 4$ voies.

• **Largeur de voie**

$$L_v = L_c / N = 13.50/4 = 3.37 \text{ m.}$$

II.4.3. Système de charge à considérer

D’après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Charges Civiles : A(l) ; B (Bc, Bt, Br).
- Charges militaires : Mc120.
- Charges exceptionnelles : D240.

II.4.3.1. Système de charge A(l)

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement ou bien une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme. La valeur de A(l) est donnée par la formule :

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

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

$$A = a_1.a_2.A(L)$$

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a₁ et a₂.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a₁ qui se trouve dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 5 : Les coefficients a₁.

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

La charge A1 est obtenue par : $A_1 = \max (a_1 * A(l), 4 - 0.002L)$.

La charge A(l) obtenue est multipliée par coefficient a₂ = v₀/v avec :

V : largeur de la voie

$$V_0 = 3.5\text{m (classe I).}$$

La charge A₂ est obtenue par : $A_2 = a_2 \times A_1$, elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

II.4.3.2. Système de charge B

Le système de charge 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 (300 KN).
- Le système Br se compose d’une roue isolée (100 KN).
- Le système Bt se compose de groupe 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 1ère et 2ème classe.

• **Système de charge Bc**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions (300 KN) que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

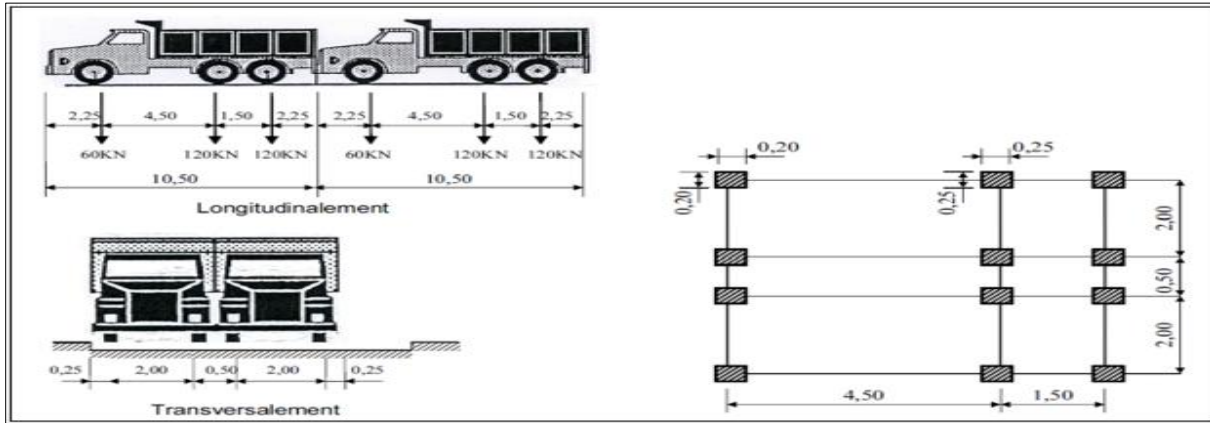


Figure II. 4 : Système de chargement Bc.

En fonction de la classe de pont et de nombre des voies, la valeur de charges Bc est multipliée par le coefficient b_c :

Tableau II. 6 : Le coefficient b_c .

Classe	nombre de voies				
	1	2	3	4	>5
Première classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième classe	1	1	-	-	-
Troisième classe	1	0.8	-	-	-

• **Système de charge Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 160 KN.
- Distance entre les deux essieux 1,35m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système Bt doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.

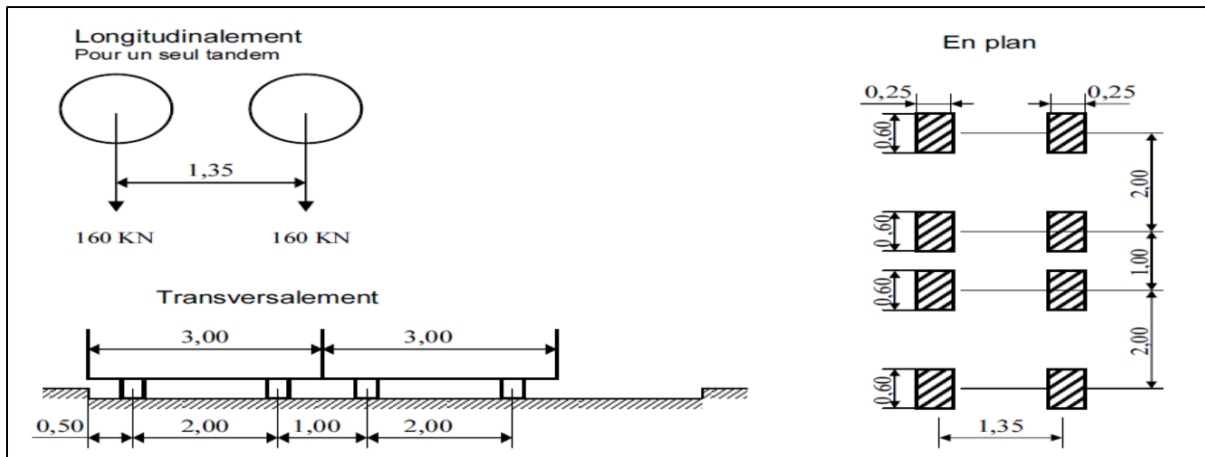


Figure II. 5 : Système de chargement Bt.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tableau II. 7 : Coefficient b_t .

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Notre pont est de première classe donc : $b_t = 1.2$.

- **Système de charges Br**

Le système Br se compose d'une roue isolée (100 kN).

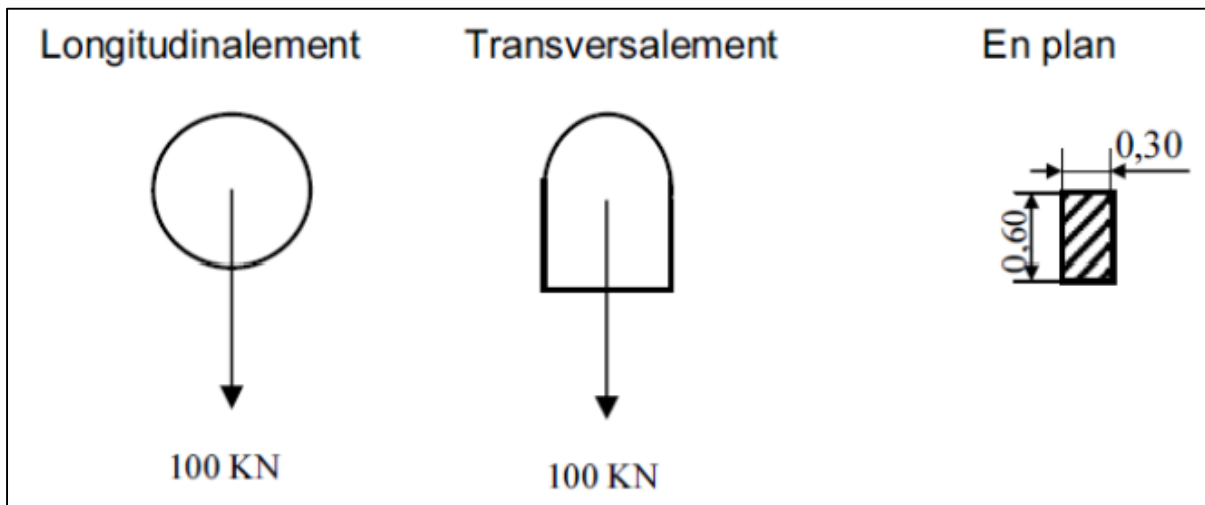


Figure II. 6 : Système de chargement Br.

- **Système de charges convoi Mc 120**

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

- Masse totale : 1100 kN.
- Longueur d'une chenille : 6.10 m.
- Largeur d'une chenille : 1.00 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé (2×550 kN).
- **Dans le sens transversal** : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- **Dans le sens longitudinal** : le nombre de convoi n'est pas limité.

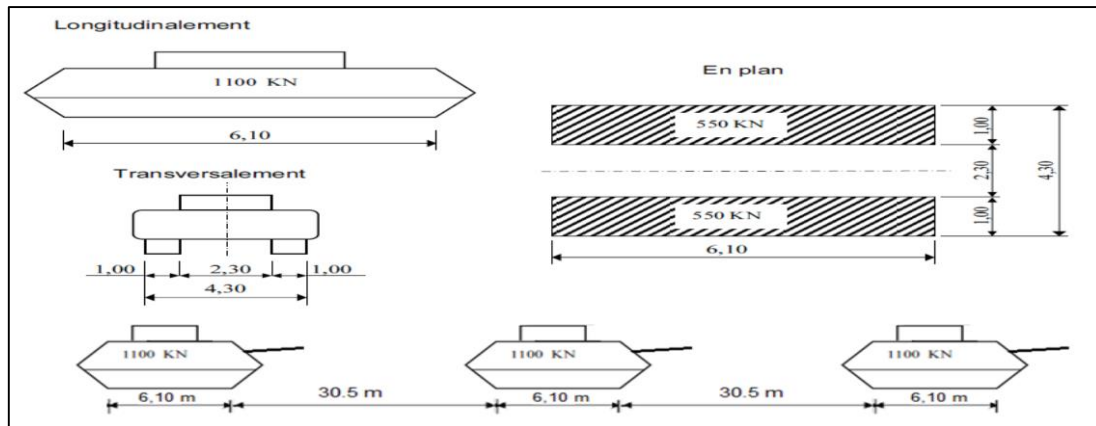


Figure II. 7 : Convoi Mc120.

• **Système de charges convoi exceptionnel D240**

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément réparti qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

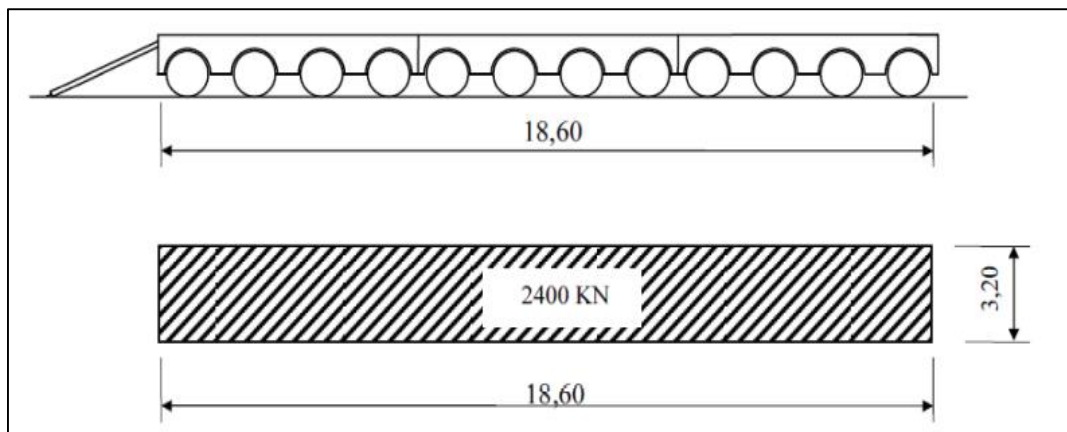


Figure II. 8: Système de chargement D240.

II.4.3.3. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique (δ) et le système de charge D240 n'est pas majoré vu ça lenteur (on considère comme une charge statique). Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

- **L** : longueur de l'élément considéré (m).
- **G** : Poids propre de l'élément de tablier (Poids propre + CPP).
- **S** : Charge maximale (KN).

II.4.4. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A(l) et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une

ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

II.5. ACTION SISMIQUE

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA2008. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédent (zone IIa : sismicité moyenne).

- **Coefficient d'accélération de zone**

Le coefficient d'accélération de zone défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 1 est un pont stratégique), d'où : $A=0.25g$.

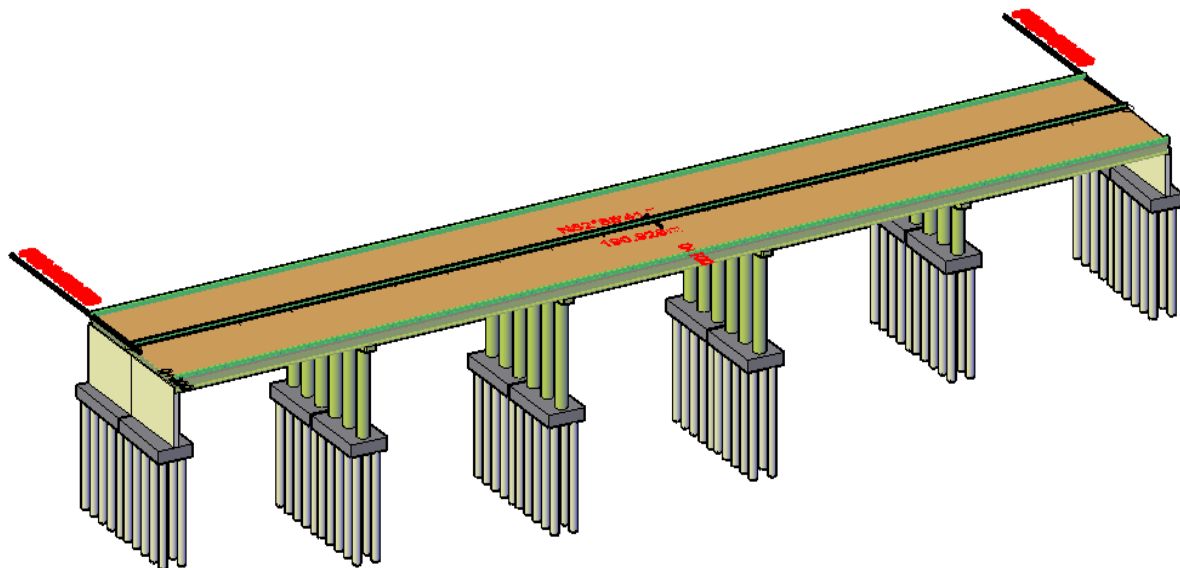
- **Classification de site**

D'après l'étude géotechnique, le site est de classe S3 (site meuble).

II.6. CONCLUSION

Les charges évaluées dans ce chapitre vont être introduites avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 – Version étudiant » afin de déterminer les efforts maximaux sur lesquels est basé le dimensionnement de la structure qui sera abordé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT



III.1. INTRODUCTION

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées. Donc il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études.

Pour le choix du type d'ouvrage on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le profil en long de la chaussée.
- La position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- Le bilan économique.

III.2. DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES

Afin de limiter notre choix, nous devrions tout d'abord passer par une brève présentation des gammes des portées usuelles des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

Tableau III 1: Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
Les passages supérieur ou inférieur à dalle armé (PSIDA)		7 à 15 m
Les passages supérieurs ou inférieurs en dalle précontrainte (PSIDP)	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 35 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à 110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

PRAD : Précontrainte par adhérence.

VIPP : Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

III.2.1.1. Les variantes proposées

D'après l'analyse des données acquises sur le site en terme : d'obstacles à franchir, la longueur de brèche, il est recommandé d'éviter l'implantation des piles au point le plus bas.

On propose trois variantes et nous aurons choisir la meilleure variante entre elles, au moyens de ces critères de choix.

- Variante 1 : Pont à caisson construit par encorbellements successifs.
- Variante 2 : Pont à poutre en béton précontrainte par post-tension (VIPP).
- Variante 3 : Pont mixte Bipoutre.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. Variante 01 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Les ponts en voussoirs sont fabriqués par le béton précontraint. La construction par encorbellements successifs s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan et sont construits à partir de leur appui, avec des voussoirs coulés en place 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.



Figure III. 1: Technique de réalisation d'un pont caisson.

III.3.1.1. Conception longitudinale

On propose pour cette variante un pont voussoirs de hauteur variable composé d'une travée principale de longueur 87 m et deux travées de rive de longueur de 52.2 m, ce qui nous donne une longueur totale de 191.4 m. Et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 193.4 m.

III.3.1.2. Découpage des voussoirs

Pour un pont voussoirs coulé sur place, et en tenant compte des moyens de réalisation disponibles, on adapte alors quatre types de voussoirs :

Tableau III 2: Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 8 m	7	2
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	2.4	3
Voussoirs courants	2.5 à 5 m	4.85	34
Partie sur culée	$\geq 0.05 L$	3.65	2

Utilisant ce découpage, nous allons donc disposer d'un nombre total de 41 voussoirs.

III.3.1.3. Conception transversale

Notre ouvrage constitué d'un tablier de largeur de 15.6 m inférieur à 20 m, donc on peut choisir les caissons à section fermée c'est la solution la plus économique et la plus esthétique.

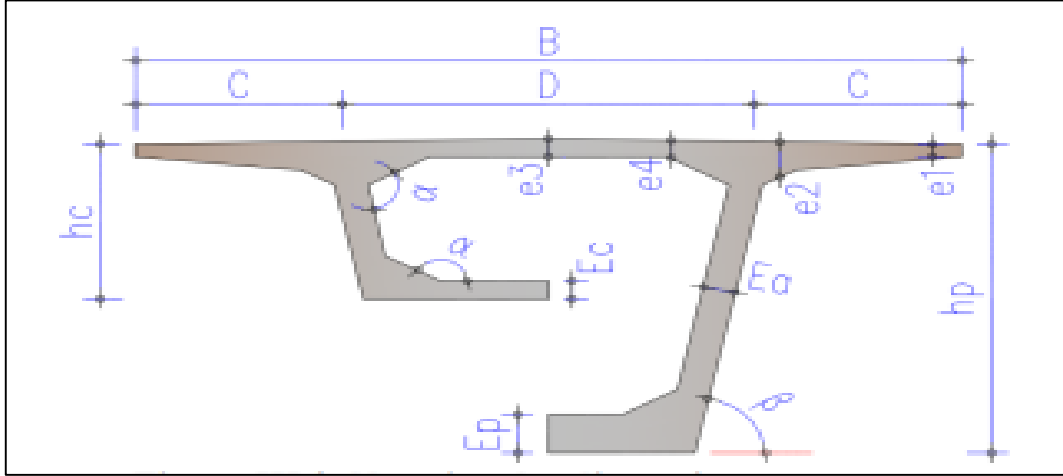


Figure III. 2: Notations des dimensions.

Tableau III 3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

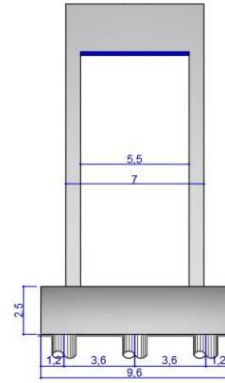
Élément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	15.6 m
Largeur d'encorbellement		$C=B/4$	3.9 m
Entraxe des âmes		$D=B-2C$	7.8 m
Épaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 24$ cm	0.24 m
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0.5 m
	e_3	$0.1+D/25$ (avec $e_3 > e_2-10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	0.55 m
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.35 m
L'inclinaison des âmes		$10 \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	5.2 m
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	2.7 m
Épaisseur de l'ourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	0.75 m
	A la clef	$E_c \geq 18$ à 22 cm	0.3 m
Épaisseur de l'âme		$E_a \geq 0.26 + L/500$	0.45 m
Loi de variation (Parabolique)		$H(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	

III.3.1.4. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

• Pré-dimensionnement des piles /Guide SETRA

Tableau III 4 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 01.

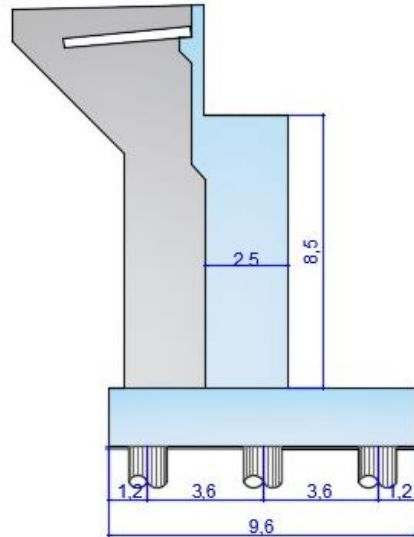
Eléments	Dimensions (m)		Figure
	Piles	Largeur	
Epaisseur		0.75m	
Hauteur		H1=15m H2=8.30m	
Semelles	Largeur	9.60m	
	Longueur	15.60m	
	Hauteur	2.50m	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	21m	



• Pré-dimensionnement des culées /Guide SETRA

Tableau III 5: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
	Mur frontal	Hauteur	
Longueur		15.60m	
Epaisseur		2.50m	
Mur en retour	Epaisseur	2.50m	
Mur garde grève	Hauteur	3.40m	
	Epaisseur	0.40m	
Semelles	Largueur	9.60m	
	Longueur	15.80m	
	Hauteur	1.85m	
Pieux	Nombre	15	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	18m	



Note : Présentation de la variante en format A3 voir page 36.

III.3.2. Variante 02 « Pont à poutres précontraintes du 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 à 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.

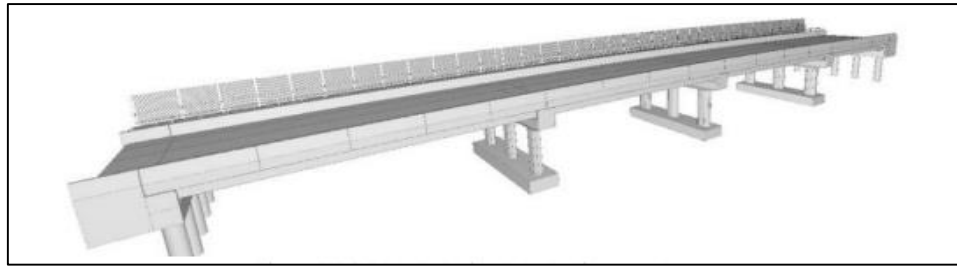


Figure III. 3 : Morphologie générale d'un pont à poutre.

III.3.2.1. Conception longitudinale

Pour éviter l'implantation des piles au point le plus bas, on propose une variante de 5 travées, avec des poutres de 38 m de longueur espacée de 10 cm, ce qui nous donne une longueur totale de 190.4m.

III.3.2.2. Conception transversale

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

Tableau III 6 : La conception de section transversale.

Élément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 – 40	38.00 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	2.20 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.95 m
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.50 \text{ m}$	1.85 m
Entraxe des poutres de rive	L_a	14.00 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.15 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.60 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.20 m
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	0.25 m
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	0.60 m
Entretoise d'about	/	$0.30 \times 1.55 \text{ m}^2$
Gousset α_1	$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$	1/10
Gousset α_2	/	45°
Gousset α_3	/	45°

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

• Conception des piles/culées

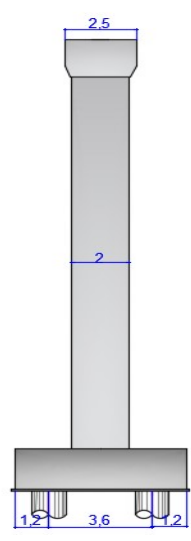
Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Leur conception est en fonction de :

- Mode de construction du tablier (la liaison pile-tablier).
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

• Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA

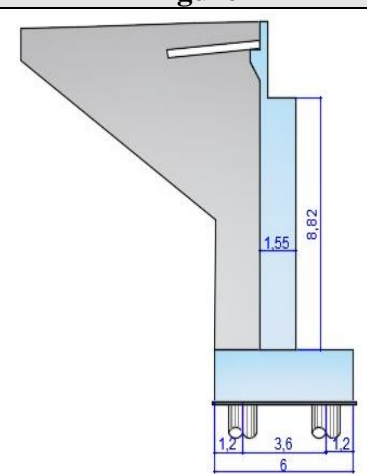
Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau III 7 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
	Nombre		
Piles	Nombre	3	
	Epaisseur	2m	
	Hauteur	H1=14.80m, H2=17.80m H3=16.50m, H4=8.10m	
Chevêtre	Largeur	2.5m	
	Longueur	15.60m	
	Hauteur	1.65m	
Semelles	Largeur	9.60m	
	Longueur	15.60m	
	Hauteur	2.50m	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	18m	

• Pré-dimensionnement des culées /Guide SETRA

Tableau III 8: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
	Hauteur		
Mur frontal	Hauteur	8.82m	
	Longueur	15.60m	
	Epaisseur	1.55m	
Mur en retour	Epaisseur	1m	
Mur garde grève	Hauteur	2.70m	
	Epaisseur	0.35m	
Semelles	Largeur	6m	
	Longueur	15.80m	
	Hauteur	1.80m	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	18m	

Note : Présentation de la variante en format A3 voir page 37.

III.3.3. Variante 03 « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres associées d'une ossature métallique continue (travaillant à la flexion longitudinale) et d'une dalle en béton solidarisée entre elles par des connecteurs. Sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, 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.

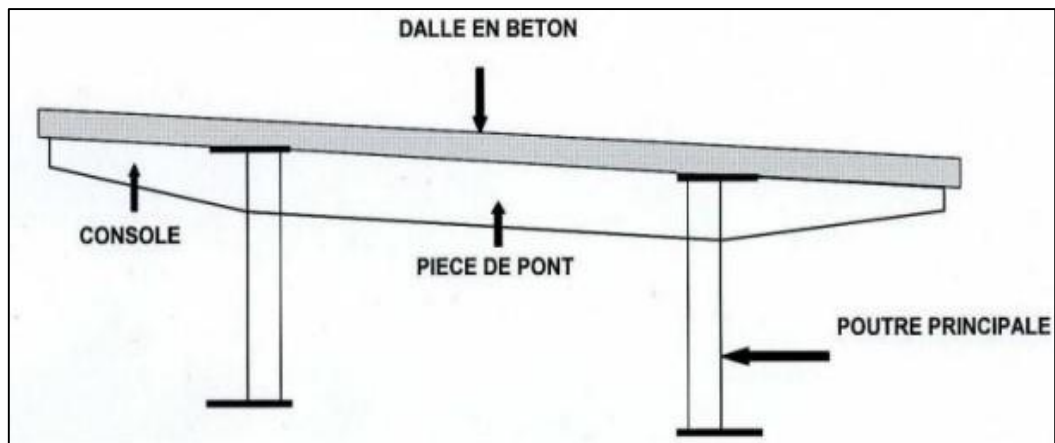


Figure III. 4 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre avec console.

III.3.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à pièces de pont avec consoles composé de deux travées de rive de 59 m (0.8 L) de longueur et une travée principale de 74 m (L) de longueur qui nous donne une longueur totale de 192 m.

III.3.3.2. Conception transversale

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

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

Entraxe est : $b = 0.5 LA + 0.5 LB = 8$ m, et : $a = (LT-b)/2 = 3.80$ m.

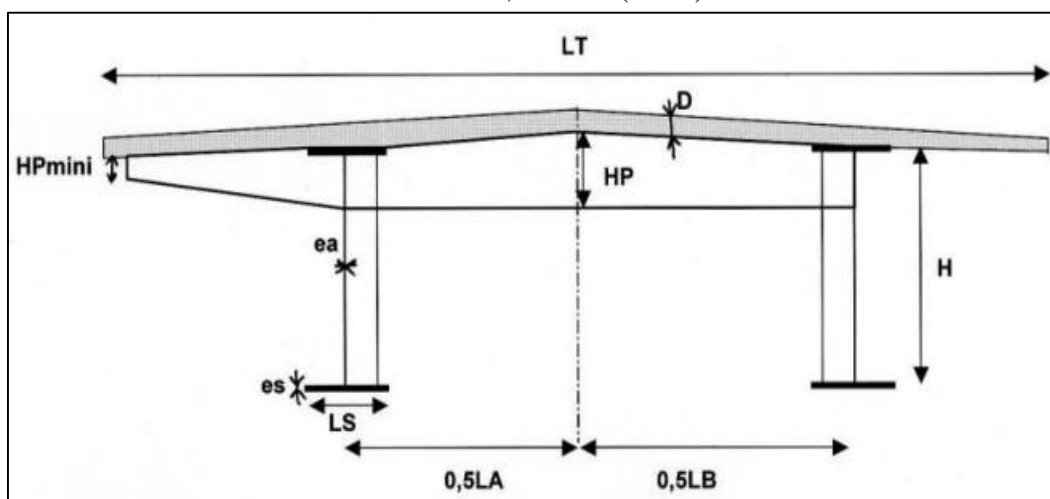


Figure III. 5 : Détails des dimensions d'un tablier bipoutre avec consoles.

- **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I, comportant une âme et deux semelles soudées en usine, le tableau ci-dessous résume le pré dimensionnement de différentes sections :

Tableau III 9: Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Eléments	Ratio	Valeur retenu (mm)
Largeur de la semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\ 000 \text{ mm}$	700
Largeur de la semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\ 200 \text{ mm}$	900
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	35
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	35
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005*d$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	40
Hauteur constante de la poutre	$H = L/28$	2600

- Conception des pièces de pont et de console

Les pièces de pont avec consoles sont des profilés en I à âme pleine, disposées transversalement au tablier avec un espacement d'environ de 4 m.

Tableau III 10: Dimensionnement des pièces de pont.

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

- La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La dalle est assemblée avec la semelle supérieure des profilés métalliques par l'intermédiaire d'un organe mécanique sous forme de tige appelé « goujon », permettant alors d'éviter tout glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

III.3.3.3. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Tableau III 11 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des piles de la variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	7.20m	
	Largeur	2m	
Semelles	Largeur	6m	
	Longueur	9.6m	
	Hauteur	2.50m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	21m	

Tableau III 12: Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	7m	
	Longueur	15.60m	
	Epaisseur	1.35m	
Mur en retour	Epaisseur	2.30m	
Mur garde grève	Hauteur	3.30m	
	Epaisseur	0.40m	
Semelles	Largueur	6m	
	Longueur	15.80m	
	Hauteur	1.80m	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2m	
	profondeur	18m	

Note : Présentation de la variante en format A3 voir page 38.

III.4. LES CRITERE DE CHOIX ENTRE LES VARIANTES

III.4.1. Devis estimatifs

Tableau III 13 : Devis estimatifs

Type de pont	Prix par M ²	Prix globale
Pont poutre précontrainte par post tension	350000 DA/m ²	1039584000DA
Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	450000 DA/m ²	1357668000DA
Pont Mixte Bipoutre	400000 DA/m ²	1198080000DA

III.4.2. Comparaison entre les 3 techniques de construction

Tableau III 14 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

Variante	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 1 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	<ul style="list-style-type: none"> -Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. - Réduction et meilleure utilisation des coffrages. - Le poids est très important. 	<ul style="list-style-type: none"> -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. - L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes 	<ul style="list-style-type: none"> -Parmi les types des ponts les plus attirant. 	<ul style="list-style-type: none"> -La durée d'entretien est plus longue.
Variante 2 : Pont à poutres préfabriquées VHP	<ul style="list-style-type: none"> - Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. -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. 	<ul style="list-style-type: none"> -Maîtrise de la préfabrication des poutres. -Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. -Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois -L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. 	<ul style="list-style-type: none"> -Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique. 	<ul style="list-style-type: none"> -Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu.

Variante 3 : Pont mixte bipoutre	<ul style="list-style-type: none"> -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. 	<ul style="list-style-type: none"> -Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). - Besoins des mains d'œuvre qualifiées. 	<ul style="list-style-type: none"> -Simplicité des formes. - Minceur de la dalle. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretien fréquent et couteux. -Entretien périodique.
---	--	--	---	---

III.4.3. Analyse des variantes

Variante 01 (pont de voussoirs) : la variante la plus esthétiquement agréable et la plus chère. Mais ce qu'on a estimé que l'esthétique n'est pas une priorité compte tenu de l'emplacement de notre ouvrage.

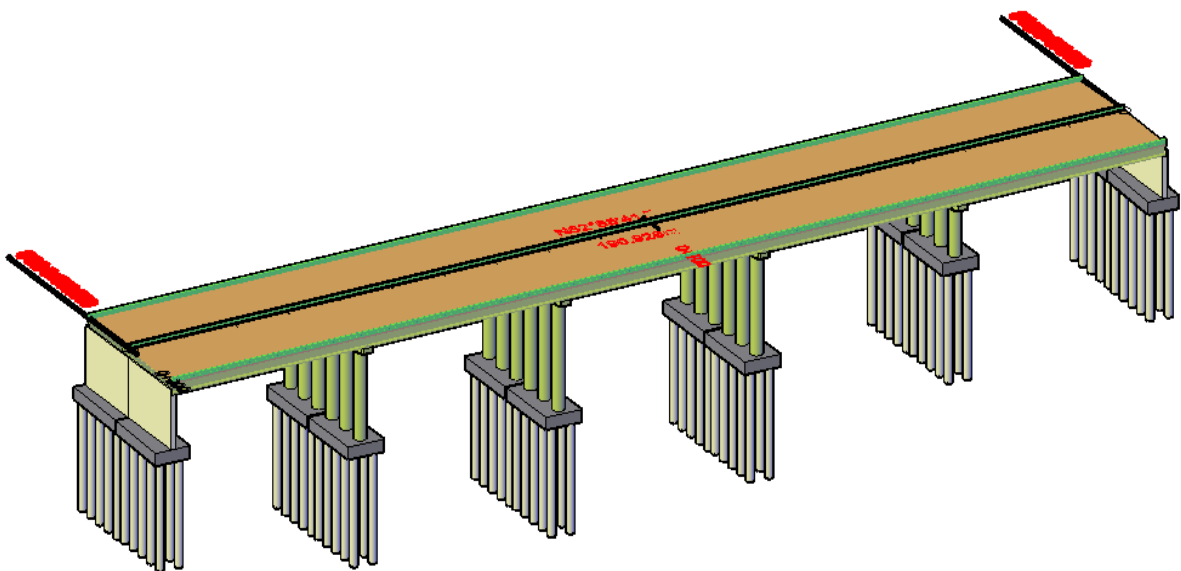
Variante 02 (pont à poutres) : simple et rapide à réaliser, elle a le tablier le moins coûteux, la solution la plus avantageuse pour le site.

Variante 03 (pont mixte bipoutre) : c'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique.

III.5. CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement et l'analyse des critères de choix entre les trois variantes et on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension qui présente un bon rapport entre le coût et délais de réalisation, qui sera notre choix pour la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV : CONCEPTION 3D PAR BIM



IV.1. INTRODUCTION

Le **BIM** est une approche intégrée de la conception, de la construction et de la gestion qui utilise un modèle numérique appelé **Building Information Model** qui permet de capturer et de manipuler des informations sur un ouvrage dans une base de données tout au long de son cycle de vie. Cette base de données contient des informations géométriques, fonctionnelles, naturelles sur l'ouvrage, telles que les plans, les dimensions, les matériaux, les équipements, les calendriers, etc. Il offre de nombreux avantages potentiels en termes de collaboration, de communication, de planification, de contrôle des coûts et de gestion des installations tout au long du cycle de vie d'un ouvrage, Ce qui peut améliorer la coordination et la prise de décision.

En intégrant le cycle de vie complet de l'ouvrage dès la phase de conception, le BIM permet d'anticiper et de mieux définir les budgets prévisionnels d'investissement et de fonctionnement. Il offre également la possibilité d'effectuer des simulations et des analyses pour évaluer les performances énergétiques, la durabilité et d'autres aspects de l'ouvrage, ce qui peut aider à prendre des décisions plus éclairées.

Le modèle numérique est une représentation virtuelle et détaillée de l'ouvrage, qui facilite la visualisation, l'analyse et la gestion des informations.

IV.2. L'UTILISATION DU BIM DANS LES OUVRAGES D'ART

L'utilisation du BIM (Building Information Model) dans les ouvrages d'art présente de nombreux avantages pour optimiser la conception, économiser le temps et de cout et accélérer le processus de validation, ce qui permet de construire des infrastructures plus efficaces et durables.

En utilisant le BIM, les informations et les données liées à l'ouvrage d'art peuvent être mieux exploitées. Cela inclut les données géométriques, fonctionnelles et naturelles, etc. Ces informations sont intégrées dans un modèle numérique centralisé et partagé, ce qui facilite la collaboration entre les différentes parties prenantes du projet, telles que les ingénieurs.

Le BIM rationalise la planification et la conception en permettant la mise en place de flux de travail intelligents et connectés, ce qui optimise la durabilité, la productivité et la rentabilité des ouvrages. Cela signifie que les différentes étapes du projet, de la conception préliminaire à la construction, peuvent être mieux coordonnées et synchronisées. Les modifications apportées à une partie du modèle sont automatiquement mises à jour dans l'ensemble du projet, ce qui évite les erreurs de communication et ainsi les risques d'erreurs et de conflits lors de la construction et assure la cohérence des informations.

Les problèmes potentiels peuvent être détectés et résolus en amont grâce à la visualisation en 3D.

IV.3. Les niveaux de maturité du BIM

Le BIM (Building Information Model) est généralement associé à des niveaux de maturité qui décrivent l'adoption et l'utilisation du BIM dans un projet. Il existe en effet une distinction courante de quatre niveaux de maturité du BIM, allant du niveau 0 au niveau 3. Ces niveaux englobent différents aspects technologiques, stratégiques et procéduraux visant à améliorer l'enrichissement et le partage du modèle numérique (le "model").

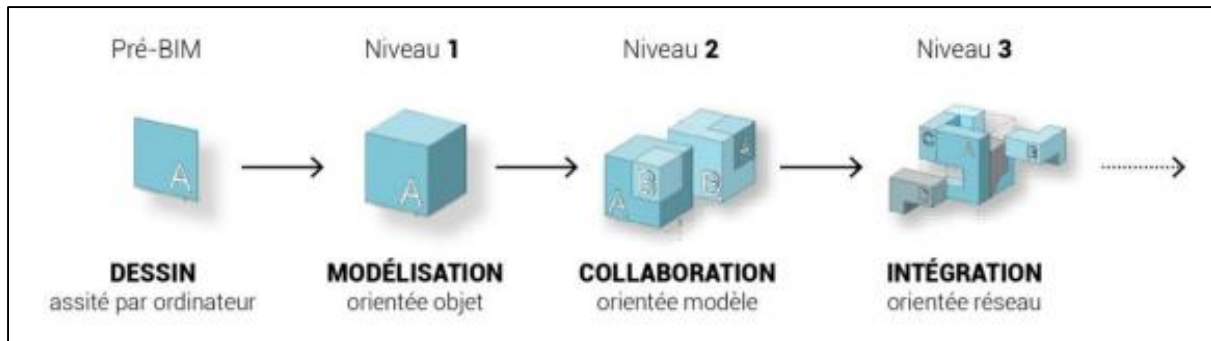


Figure IV. 1 : les niveaux de maturité BIM.

Voici les niveaux de maturité du BIM les plus couramment utilisés :

- **Le BIM Niveau 0** Il n'y a pas d'utilisation du BIM. Les informations sont principalement échangées sous forme de dessins en 2D et de documents traditionnels.
- **Le BIM Niveau 1** ou le Model isolé correspond à un mélange de 2D et de maquette numérique 3D. le BIM est utilisé pour créer des modèles en 3D contenant des informations géométriques et des attributs associés aux éléments. Cependant, la collaboration entre les parties prenantes est limitée et ne sont pas intégrées dans un modèle numérique unique, Chaque acteur du projet peut créer son propre modèle indépendant.
- **Le BIM Niveau 2** ou BIM collaboratif : Au niveau 2, le BIM devient collaboratif. Les différentes parties prenantes utilisent des outils BIM pour créer et partager des modèles en 3D, mais les informations ne sont pas toujours complètement intégrées.
- **Le BIM Niveau 3** ou BIM intégré Le BIM devient pleinement intégré dans tous les aspects du cycle de vie du projet. Les parties prenantes travaillent sur un modèle unique, partagé et mis à jour en temps réel. Les informations sont centralisées et intégrées, permettant une collaboration avancée et une prise de décision éclairée. Des outils et des technologies avancés, tels que la gestion des installations, peuvent être utilisés pour améliorer l'efficacité et la gestion de l'ouvrage.

En plus des niveaux de maturité du BIM, il existe différentes dimensions qui peuvent être ajoutées au modèle de construction pour prendre en compte des thématiques spécifiques. Voici quelques-unes des dimensions couramment discutées :

- **3D BIM** : Cette dimension correspond au modèle 3D classique, où les informations géométriques et les attributs des objets sont représentés en trois dimensions. Cela permet une meilleure visualisation et compréhension de l'ouvrage.
- **4D BIM** : Cette dimension ajoute la notion de temps et de planification au modèle. Elle intègre des informations sur la séquence des travaux, la logistique du chantier, les délais, etc. Cela permet de réaliser des simulations et de mieux coordonner les activités sur le chantier.
- **5D BIM** : Cette dimension intègre la dimension du coût au modèle. Elle associe des informations sur les coûts, les estimations actualisées en temps réel, les simulations de coûts en fonction des variantes choisies, etc. Cela permet une meilleure gestion financière et budgétaire du projet.
- **6D BIM** : Cette dimension ajoute les aspects liés au développement durable et à l'environnement au modèle.

- **7D BIM** : Cette dimension concerne l'exploitation du projet une fois qu'il est achevé. Elle implique la capitalisation et le partage des données du projet pour la maintenance et l'exploitation à long terme. Cela peut inclure des informations sur les équipements, les procédures d'entretien, les fournisseurs, etc.

Il convient de noter que ces dimensions peuvent varier en fonction des pratiques et des besoins spécifiques de chaque projet. Parfois, on peut également parler d'autres dimensions, comme la sécurité (8D), qui prend en compte les aspects liés à la sécurité du projet.

L'ajout de ces dimensions supplémentaires permet d'enrichir le modèle de construction et de prendre en compte des considérations spécifiques à chaque thématique, ce qui contribue à une meilleure planification, gestion et exploitation des ouvrages.

La classification traditionnelle des niveaux de développement BIM s'arrête généralement au niveau 2. Les niveaux de maturité BIM les plus couramment utilisés sont les niveaux 0, 1 et 2, tels que décrits précédemment.

IV.4. LE PLAN D'EXECUTION

Pour garantir la réussite d'un projet BIM, il est essentiel d'établir une méthodologie de travail claire et bien définie au moyen de document suivant :

Le plan d'exécution BIM (BEP), également connu sous le nom de BIM Exécution Plan (plateforme de BIM), est en effet un document clé utilisé pour la mise en œuvre la stratégique du BIM dans un projet spécifique. Il fournit un cadre normalisé et des lignes directrices pour le flux de travail et les processus liés au BIM.

L'introduction du plan d'exécution BIM (BEP) dans un projet de conception de pont est essentielle pour définir les objectifs, les méthodes de travail et les responsabilités liées à l'utilisation du BIM.

L'objectif principal du BEP est de fournir un cadre clair et détaillé pour l'utilisation efficace du BIM dans le processus de conception de pont. Il établit les normes, les protocoles et les procédures qui doivent être suivis tout au long du projet, garantissant ainsi une approche cohérente et harmonieuse de la modélisation, de la gestion des informations et de la collaboration.

Le BEP permet également de définir les rôles et les responsabilités de chaque membre de l'équipe, clarifiant ainsi les attentes et les contributions de chacun. Il aide à éviter les malentendus et les conflits potentiels en fournissant des directives claires sur les tâches et les livrables attendus de chaque partie prenante.

IV.4.1. Objectifs principal

L'objectif principal est de réaliser une conception 3D par BIM afin d'optimiser le temps et d'obtenir une conception plus efficace, collaborative et durable.

IV.4.2. Les normes et protocoles Appliqués

Lors de l'élaboration d'un plan d'exécution BIM (BIM Exécution Plan) pour la conception d'un pont, il est important de se conformer à certaines normes et directives spécifiques. Voici

quelques-unes des normes et directives couramment utilisées dans le domaine de la construction et du BIM pour les projets de conception de ponts :

- **BS 8536** : Briefing pour la conception et la construction.
- **ISO 19650** : Cette norme internationale spécifie les principes et les exigences pour la gestion de l'information dans les projets de construction, y compris l'utilisation du BIM.
- **BS EN ISO 16739 (IFC)** : Ce standard définit un modèle de données neutre et ouvert pour le partage d'informations dans le domaine de la construction, y compris les données de modélisation BIM.

Normes spécifiques aux ponts : sont définies dans le chapitre 2.

IV.4.3. Responsabilités et rôles

Dans un projet BIM de conception de pont, plusieurs parties prenantes sont impliquées, chacune ayant des responsabilités et des rôles spécifiques. Voici une description générale des principales parties prenantes et de leurs responsabilités :

Tableau IV. 1 : Responsabilités et rôles des principales parties prenantes.

Maître d'ouvrage(MO)	<ul style="list-style-type: none"> - Ils fournissent les exigences, les contraintes et les objectifs du projet. - Etablit le programme traduit éventuellement dans une maquette numérique les grandes lignes de projet.
Maître d'œuvre (MOE)	<ul style="list-style-type: none"> - Conçoit et développe la solution technique du projet. - Coordonne les différentes disciplines (concepteur, structure, etc.). - Crée le modèle numérique en intégrant toutes les informations nécessaires. - Assure le respect des objectifs, des normes et des réglementations.
Entreprises et sous-traitants	<ul style="list-style-type: none"> - Réalisation des travaux de construction conformément aux plans et spécifications du modèle BIM. - Gèrent et coordonnent les équipes de construction sur le terrain. - Fournissent des mises à jour régulières sur l'avancement des travaux et les problèmes éventuels.
BIM manager	<ul style="list-style-type: none"> - Coordonne l'échange des données entre les différentes parties prenantes. - Élaboration du plan d'exécution BIM définissant les procédures et les normes à suivre. - Gestion de la collaboration et de l'échange d'informations entre les parties prenantes. - Vérification de la qualité des données BIM et de la conformité aux normes.
Responsable de la maintenance	<ul style="list-style-type: none"> - Collecte et intègre les informations relatives à la maintenance future du pont dans le modèle BIM. - Gère et met à jour les données d'exploitation et de maintenance du pont dans le modèle BIM.

IV.4.4. Logiciel de modélisation BIM

Open Bridge designer est un logiciel spécialement conçu pour modéliser, concevoir et analyser des structures de pont, développé par Bentley System. Il offre une plateforme complète pour les ingénieurs en ponts, leur permettant de travailler sur toutes les phases du projet de pont, depuis la conception préliminaire jusqu'à la construction et la maintenance. Il est conçu pour faciliter la collaboration entre les différents acteurs impliqués dans la conception d'un pont, tels que les ingénieurs en structures, les géomètres, etc.

Open Bridge permet aux ingénieurs de créer des modèles 3D détaillés de ponts en utilisant la méthodologie du Building Information Model (BIM). Il permet également d'importer des modèles existants à partir de logiciels Autocad pour faciliter la création du modèle de pont. Il intègre des données multidisciplinaires dans un modèle unique afin que :

- concevoir et produire efficacement des livrables de projet dans un environnement interactif.
- Référencer les conditions existantes pour améliorer la précision, éliminer la saisie de données redondantes et détecter rapidement les problèmes de constructibilité ou les conflits.
- Planifier les étapes de construction et la méthodologie de construction pour optimiser les activités sur terrain.
- Utilisez la détection des collisions avec les structures, les objets et les services publics souterrains pour éliminer les problèmes avant le début de la construction.
- Apportez des modifications à la volée pendant le processus de révision et intégrez facilement les commentaires des parties prenantes dans la conception.
- permet de générer automatiquement des plans, des coupes, des élévations et d'autres vues de construction à partir du modèle 3D.
- Il facilite également la création de rapports et de listes de matériaux pour la planification et la gestion du projet.
- Accélérez le temps de conception grâce à des workflows interconnectés.
- Produisez rapidement des rapports détaillés de vérification et d'analyse la conception.
- Livrez les plans, les données de conception, les évaluations, les quantités de matériaux, les estimations de budget, les livrables BIM....
- Rationalisez le transfert de la construction en partageant les modèles avec les entrepreneurs pour les étapes de la construction, les couts et les calendriers du projet.

IV.4.5. Les formats d'échange des fichiers

Dans le but de faciliter les échanges et la collaboration entre les intervenants et assurer

L'interopérabilité, on va utiliser quel format d'échange :

- **DWG** : Ce format est presque universellement accepté par la plupart des programmes de visualisation /modélisation et est modifiable par n'importe quel programme basé sur la CAO (Autodesk, AutoCAD, etc.).
- **DXF** : Il s'agit d'un format très similaire au DWG mais qui peut être un peu plus grand.
- **IFC** : est le format non propriétaire le plus courant pour le BIM. Il s'agit d'un format de fichier ouvert et neutre qui contient un modèle de l'ouvrage ou de structure, le format de

fichier IFC est un format indépendant du logiciel utilisé et peut être ouvert par de nombreux logiciels (dont certains sont également certifiés par building SMART

- **COBIE** : construction opération building information Exchange (COBie) est un format de données non propriétaire qui permet de partager des données de ressources au lieu de données graphiques /géométriques. Il est utilisé pour transférer les données et les documents créés lors de la conception.

IV.5. La conception de la maquette numérique 3D par logiciel open bridge modeler

Voici les étapes générales pour concevoir la maquette numérique 3D d'un pont à poutres en béton précontraint à l'aide d'Open Bridge Modeler :

- **Traitement des données pour la modélisation**
 - Pré désigne (la conception initiale).
 - plan topographique.
 - la ligne de projet en 3D.

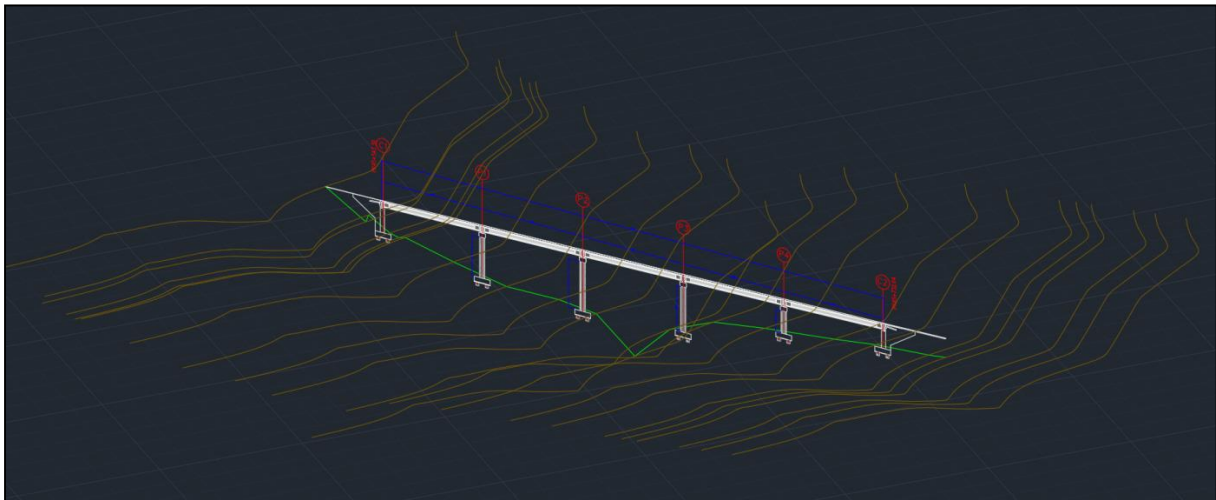


Figure IV. 2 : traitement de levé topographique et la ligne de projet en 3D.

- **Exporter au format DWG qui est compatible avec Open Bridge pour commencer la modélisation détaillée du pont.**
- **Définition des Paramètre et initialisation ou l'logiciel**

"**Workflow**" conçu pour guider l'utilisateur à travers les différentes étapes requises pour accomplir une tâche spécifique. Il peut inclure des étapes telles que la sélection des normes applicables, l'application des charges spécifiées par les normes, l'analyse des résultats pour s'assurer que les critères de conception sont respectés. Il peut aussi inclure des étapes telles que la gestion des fichiers et des révisions, la collaboration avec d'autres membres de l'équipe du projet, le suivi des tâches et des délais, etc.

"**Standalone**" fait référence à l'exécution du logiciel Open Bridge en tant qu'application autonome, indépendamment d'autres logiciels ou plateformes, cela signifie que vous exécutez le logiciel en dehors de tout autre environnement ou intégration spécifique.

"**Workspace**" dans Open Bridge rassemble tous les éléments nécessaires pour travailler sur un projet de pont spécifique, tels que les fichiers de modélisation, les bibliothèques de matériaux, les configurations de chargement, les paramètres de dessin, les scripts personnalisés, etc. Il nous permet aussi de personnaliser notre environnement de travail en fonction de nos

besoins spécifiques. Il nous permet aussi de contribuer à l'organisation, à la personnalisation et à la productivité de notre travail. Cela nous permet de travailler de manière efficace et structurée en regroupant tous les éléments nécessaires à notre projet dans un environnement dédié.

"**WorkSet**" est un regroupement logique de fichiers et de données associées. Chaque WorkSet appartient à un WorkSpace. Chaque WorkSet possède un ou plusieurs fichiers de configuration qui spécifient les emplacements des différents fichiers qui composent les ressources et les conceptions du WorkSet. Dans certains cas, il est souhaitable de remplacer ou d'augmenter les normes fournies au niveau de l'organisation et de l'espace de travail avec des normes appropriées pour un WorkSet particulier. Cela peut être accompli dans les fichiers de configuration WorkSet.

"**seed file**" fait référence à un fichier de référence préconfiguré qui sert de base pour la création de nouveaux modèles de pont. Un seed file contient des paramètres, des configurations et des éléments de modèle de base préétablis, permettant aux utilisateurs de démarrer rapidement un nouveau projet de modélisation de pont en utilisant des paramètres standardisés. Il peut contenir les paramètres généraux modèle, tels que les unités de mesure, les normes de conception, les configurations de dessin, les préférences d'affichage, etc.

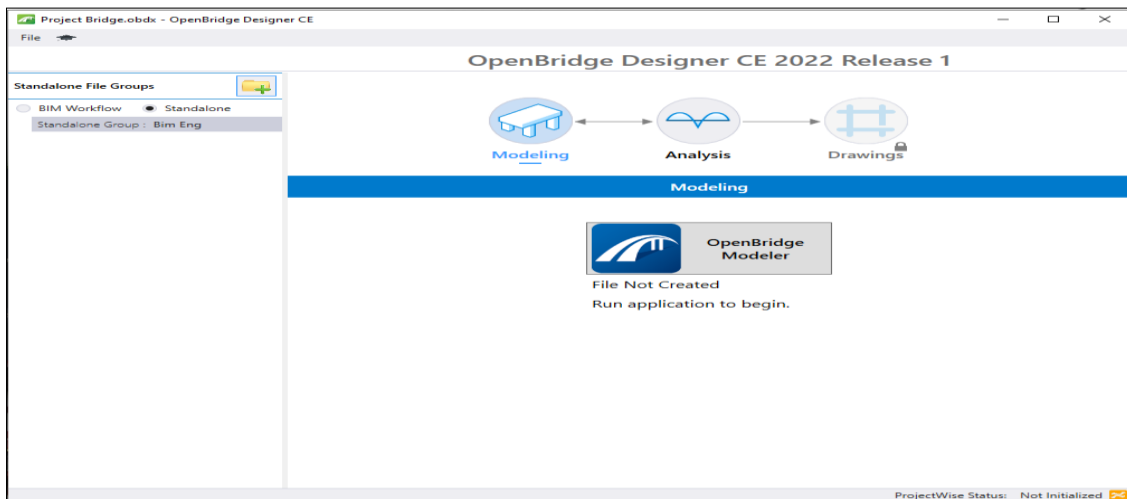


Figure IV. 3 : Lancez Open Bridge Modeler et créez un nouveau projet.

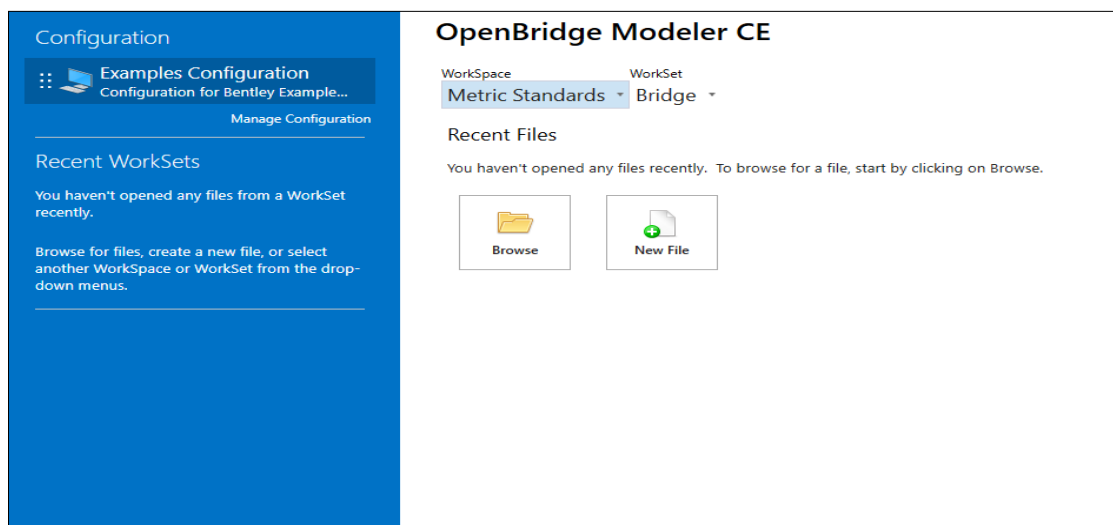


Figure IV. 4 : Créer un nouveau WorkSpaces and WorkSets.

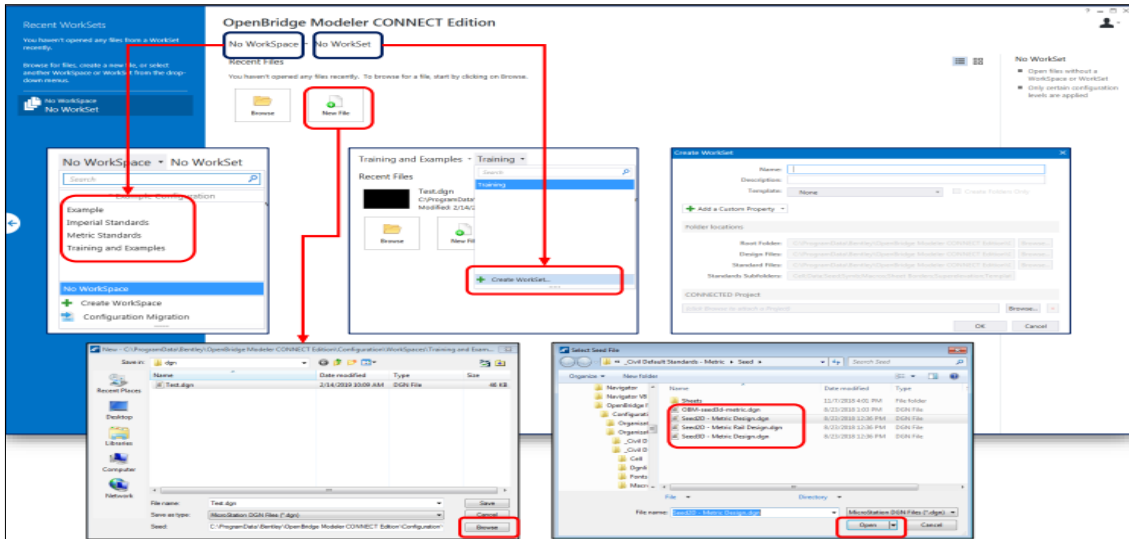


Figure IV. 5 : Afficher les propriétés du Workset et ouvrir le fichier seed 3d DGN.

- Importation et création du modèle numérique du terrain sur open bridge.

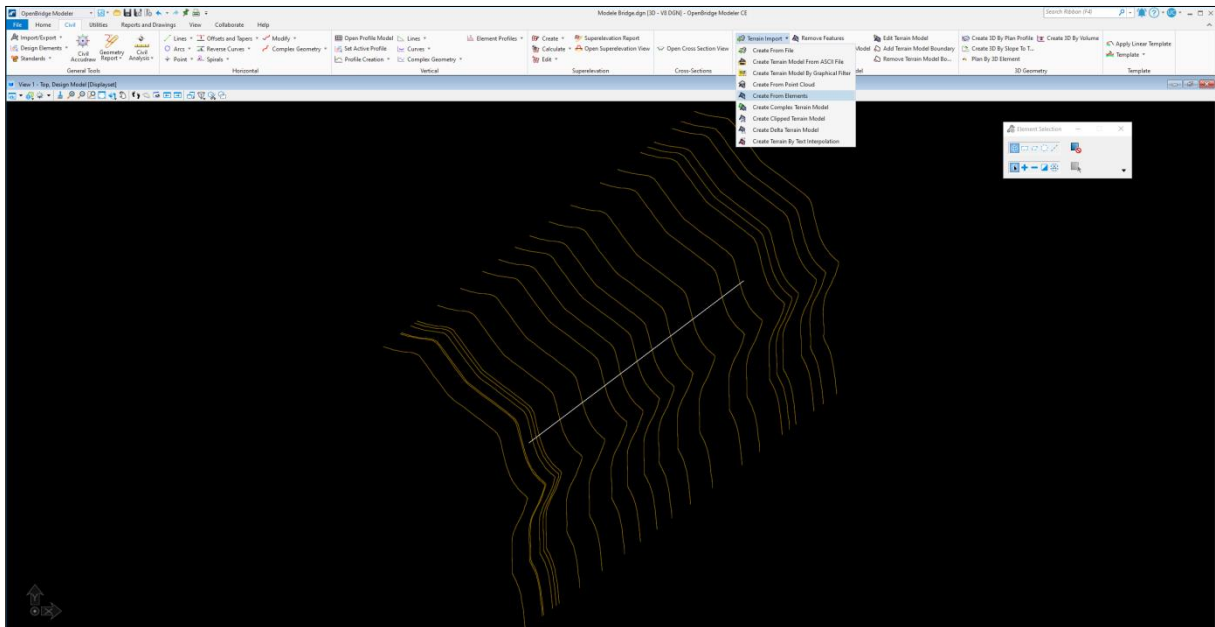


Figure IV. 6 : importation de terrain.

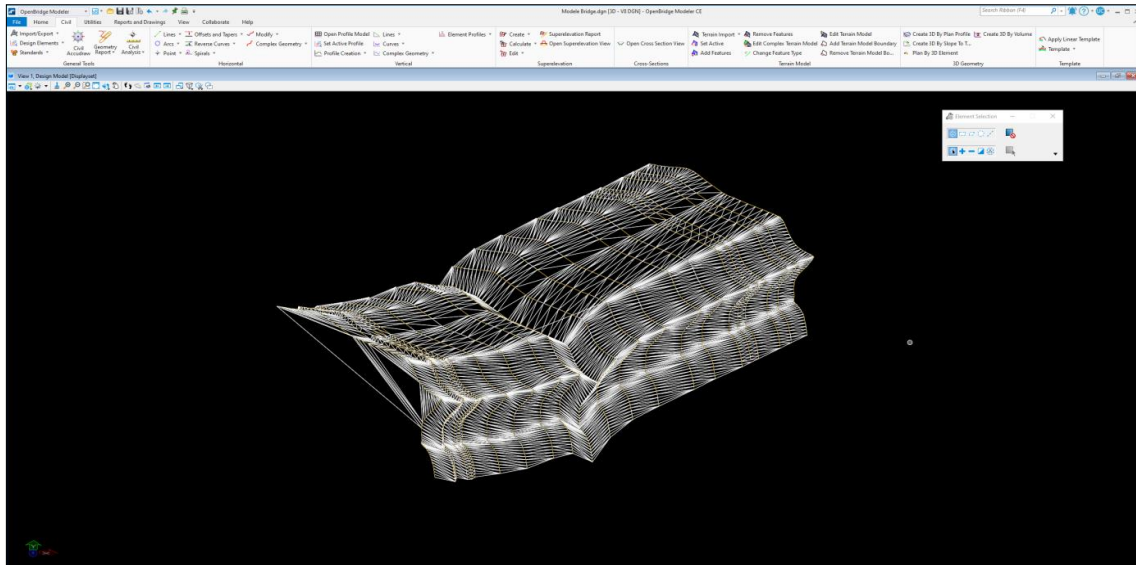


Figure IV. 7 : vue 3D de terrain.

- Importation de l'alignement 3d et définition de l'axe du projet

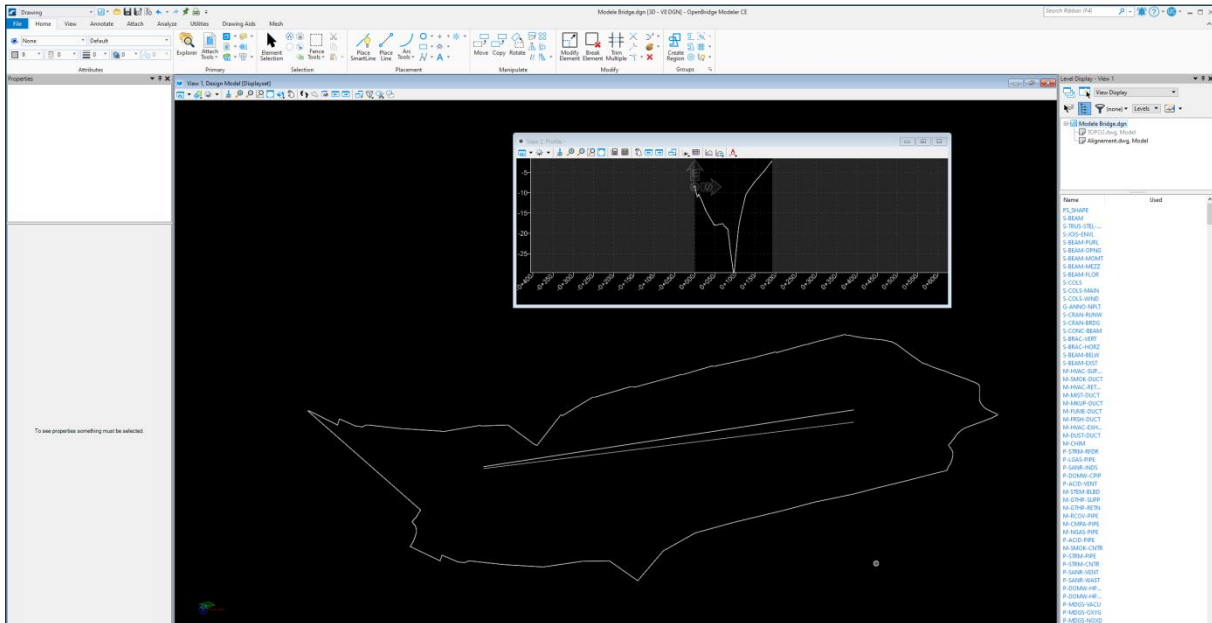


Figure IV. 8 : importer la ligne rouge sur l'logiciel.

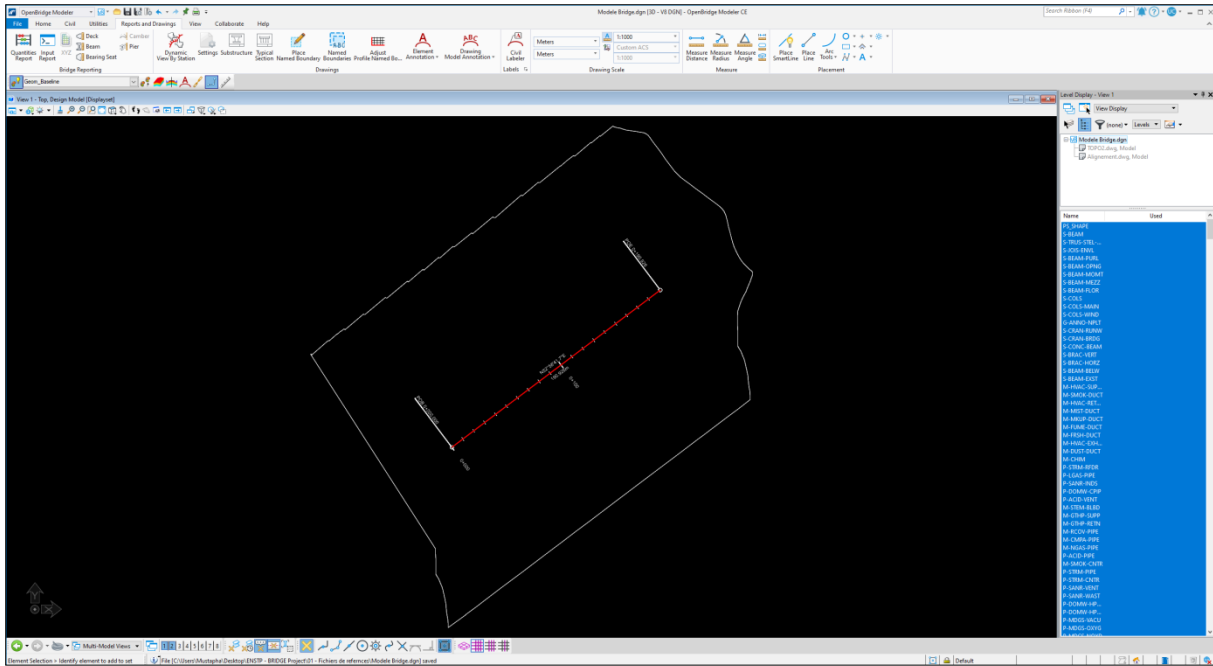


Figure IV. 9 : entrer le PK début et fin de projet.

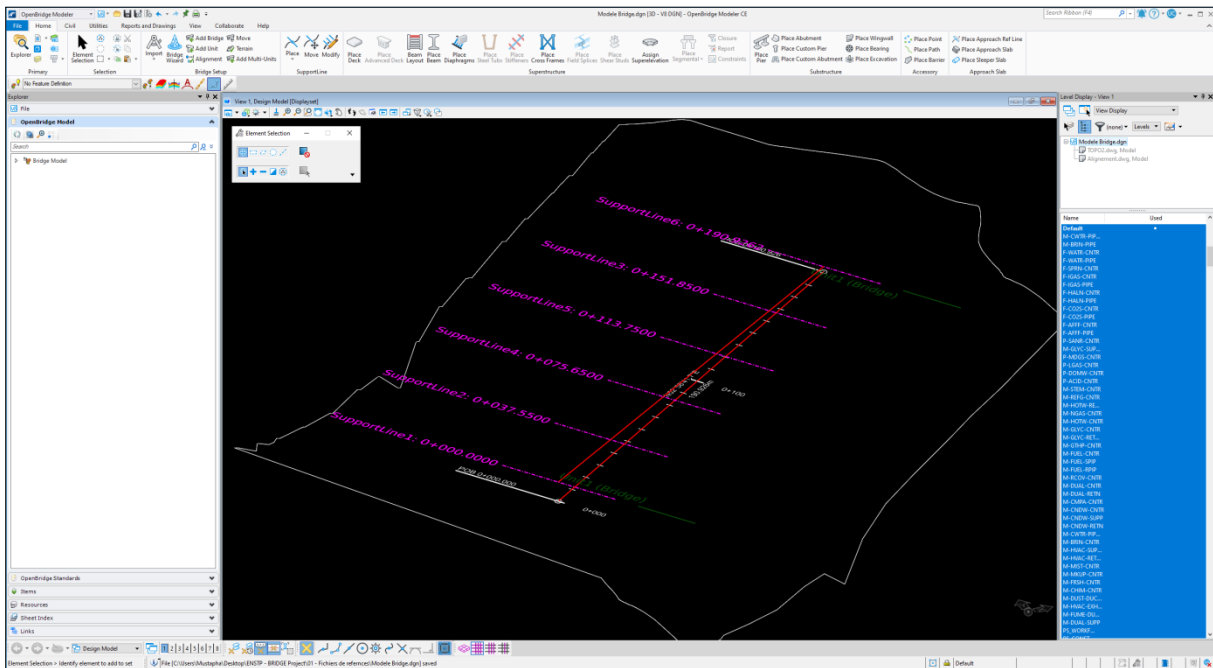


Figure IV. 10 : implanter les axes des piles.

- Définition et création du Tablier

Définir les paramètres géométriques tels que la hauteur, la largeur et l'espacement des poutres avec la Dalle et le type de matériau utiliser 'béton'.

CHAPITRE IV : Conception 3D Par BIM

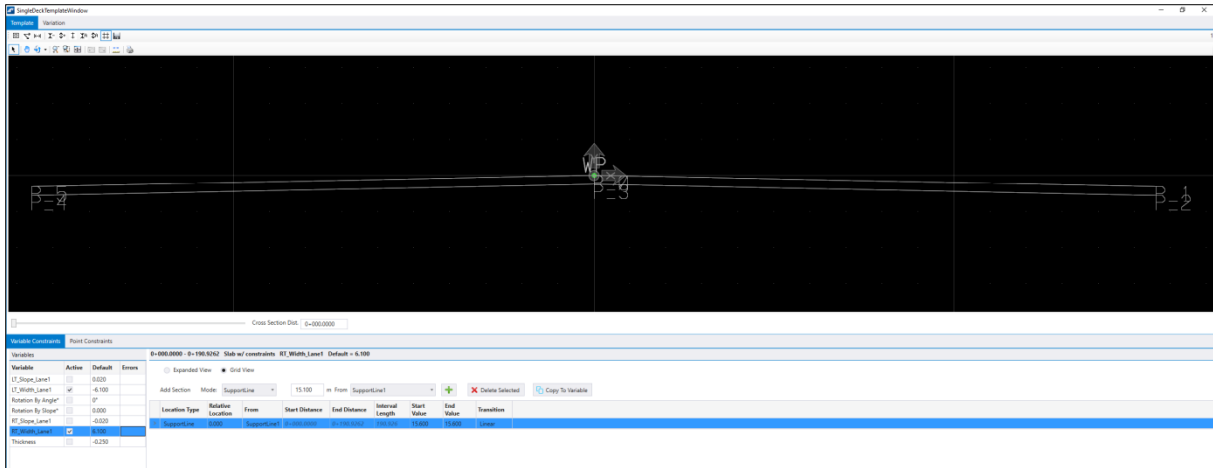


Figure IV. 11 : définition et création de la dalle.

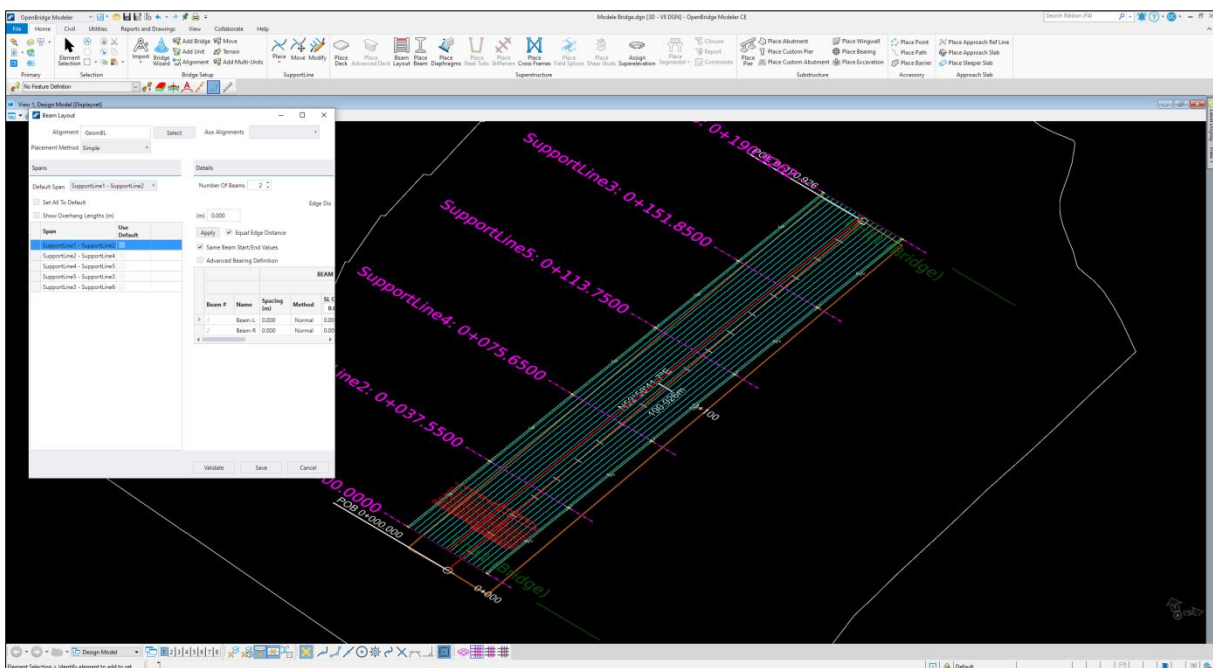


Figure IV. 12 : Définition et création des poutres.

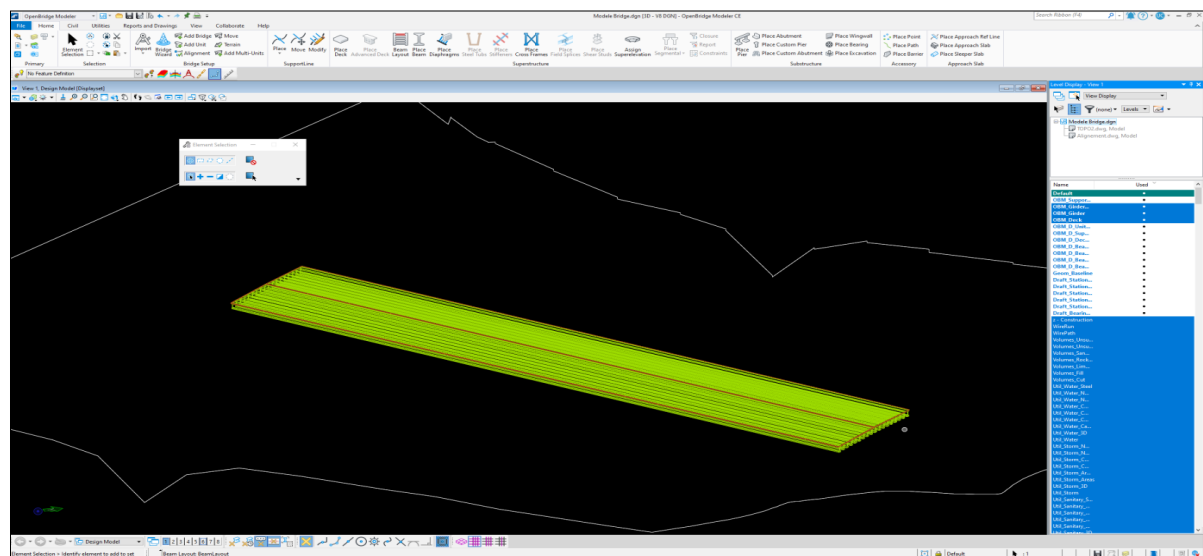


Figure IV. 13 : modélisation 3D de tablier.

- Définition et création des piles et culés

Définir les paramètres géométriques tels que la hauteur, la largeur, l'épaisseur, et les fondations utilisées et le type de matériau utiliser.

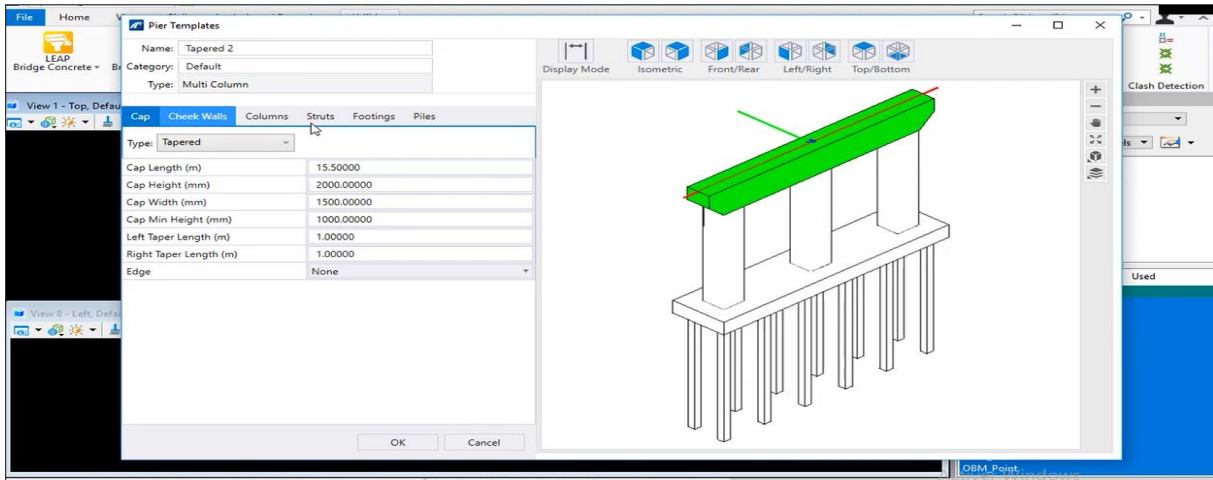


Figure IV. 14 : définir les sections des piles.

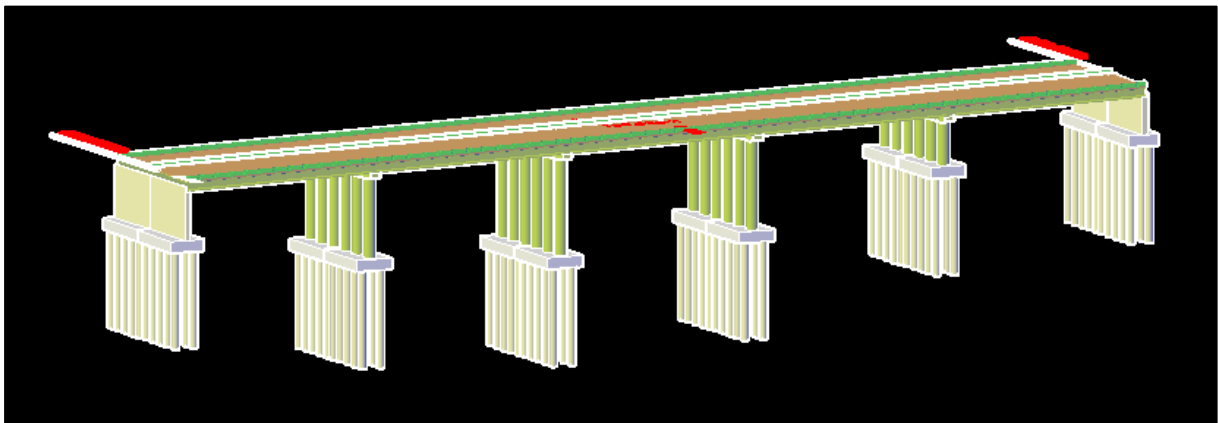


Figure IV. 15 : finalisation de modélisation 3D avec les piles et culée.

- Définition des barrières de sécurités

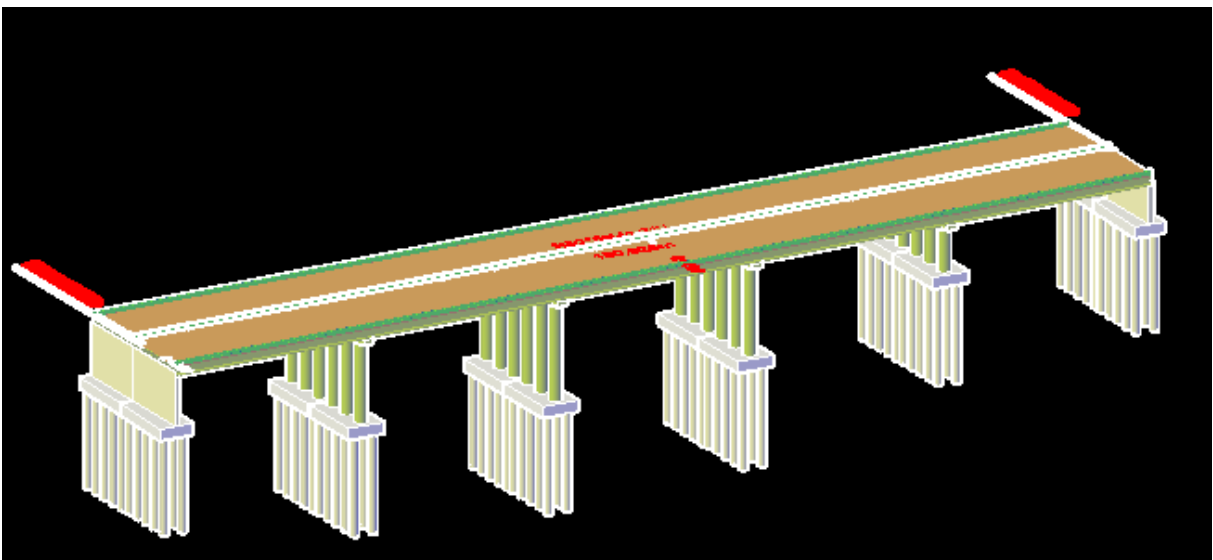


Figure IV. 16 : Définir les glissières de sécurité.

- Création des rapports

Open Bridge Modeler génère automatiquement des listes de matériaux, des rapports de quantités, des spécifications techniques, etc. Pour la planification et la gestion du projet.

Materials Quantity Report							
Superstructure Quantities							
Component Name	Component Type	Material Name	Material Type	Pay Unit	Unit Price	Quantity	Cost
Deck	Deck (Slab w/ constraints)	Deck Concrete	Concrete	Cubic Meter	850	1489,225	1265840,93
BeamSegment 1	Beam (AASHTO-VI)	c30/37	Concrete	Meter	210	3434,872	721323,16
						Total	1987164,09
Substructure Quantities							
Component Name	Component Type	Material Name	Material Type	Pay Unit	Unit Price	Quantity	Cost
Abutment1	Stem and Back Wall	None	Undefined	Cubic Meter	1	275,558	275,56
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	193,2	193,2
Pier4	Cap	None	Undefined	Cubic Meter	1	64,409	64,41
	Cheek Walls	None	Undefined	Cubic Meter	1	0,425	0,43
	Columns	None	Undefined	Cubic Meter	1	278,973	278,97
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	152,64	152,64
Pier3	Cap	None	Undefined	Cubic Meter	1	64,409	64,41
	Cheek Walls	None	Undefined	Cubic Meter	1	0,425	0,43
	Columns	None	Undefined	Cubic Meter	1	335,522	335,52
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	152,64	152,64
Pier1	Cap	None	Undefined	Cubic Meter	1	64,409	64,41
	Cheek Walls	None	Undefined	Cubic Meter	1	0,425	0,43
	Columns	None	Undefined	Cubic Meter	1	311,018	311,02
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	152,64	152,64
Pier2	Cap	None	Undefined	Cubic Meter	1	64,409	64,41
	Cheek Walls	None	Undefined	Cubic Meter	1	0,425	0,43
	Columns	None	Undefined	Cubic Meter	1	152,681	152,68
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	152,64	152,64
Abutment2	Stem and Back Wall	None	Undefined	Cubic Meter	1	212,36	212,36
	Footing	None	Undefined	Cubic Meter	1	193,2	193,2
						Total	2822,41
Miscellaneous Quantities							
Component	Template or	Material Name	Pay Unit	Unit Price	Quantity	Cost	
Barrier	CORRAL SHAPE R	C25/30	Meter	160	190,926	30548,2	
	CORRAL SHAPE L	C25/30	Meter	160	190,926	30548,2	
	MEDIAN 32" F SHAPE	C25/30	Meter	160	190,926	30548,2	
						Total	31644,59
						Grand Total	
						Cost	
						2081631,09	
Bridge Deck Area, Square Meter 5961,081							
Cost per Square Meter 349,2							

Figure IV. 17 : rapport de matériaux et quantité.

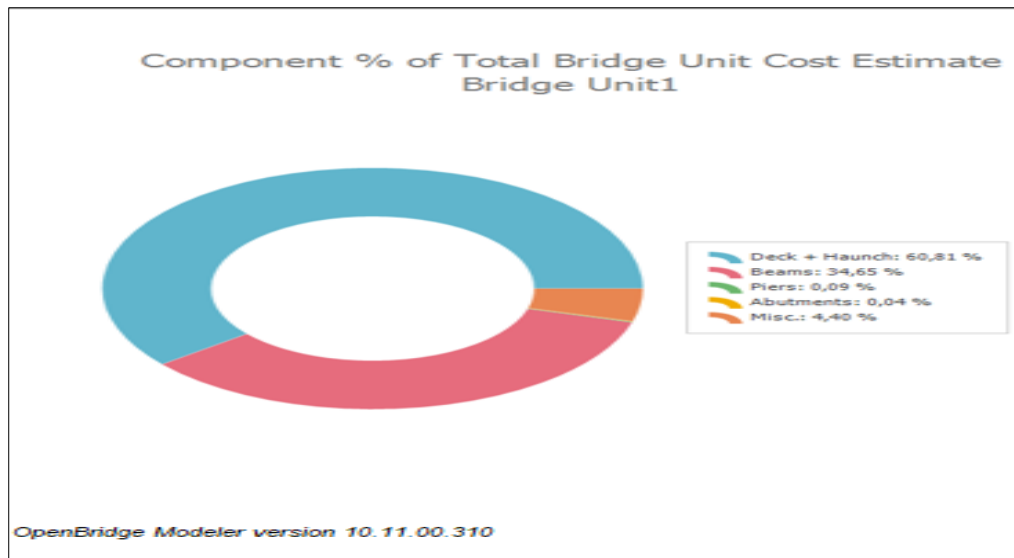


Figure IV. 18 : estimation de cout totale en % par unité de pont.

IV.6. La comparaison entre la conception classique et la conception réalisée par BIM

IV.6.1. Processus de conception

- **Conception traditionnelle des ponts** : Dans la conception traditionnelle, les ingénieurs utilisent des méthodes manuelles et des logiciels de CAO (Conception Assistée par Ordinateur) pour concevoir les ponts. Cela implique souvent des dessins en 2D et des modèles physiques pour représenter la structure du pont.
- **Conception par BIM** : Avec le BIM, les ingénieurs utilisent des modèles 3D intelligents et des logiciels spécifiques pour créer des représentations virtuelles détaillées du pont. Ces modèles contiennent des informations géométriques, structurelles et fonctionnelles, ainsi que des données sur les matériaux et les performances.

IV.6.2. Collaboration et coordination

- **Conception traditionnelle des ponts** : La conception traditionnelle peut entraîner des problèmes de coordination et de collaboration, car les différentes équipes (concepteurs, ingénieurs structurels, entrepreneurs, etc.) travaillent généralement sur des plates-formes et des logiciels différents, ce qui peut entraîner des erreurs de communication et une perte de temps.
- **Conception par BIM** : Le BIM facilite la collaboration et la coordination entre les différentes équipes de projet. Les modèles BIM permettent aux professionnels de partager facilement des informations et de travailler ensemble en temps réel. Cela réduit les erreurs, améliore la communication et facilite la coordination globale du projet.

IV.6.3. Visualisation et analyse

- **Conception traditionnelle des ponts** : Les dessins en 2D et les modèles physiques peuvent fournir une vision limitée de la structure du pont. Il peut être difficile de visualiser l'aspect final du pont et d'effectuer des analyses détaillées.
- **Conception par BIM** : Les modèles BIM permettent une visualisation réaliste du pont en 3D. Les professionnels peuvent explorer virtuellement la structure, tester différentes

options de conception et effectuer des analyses avancées, telles que l'analyse des contraintes, la simulation de comportement et la détection des conflits.

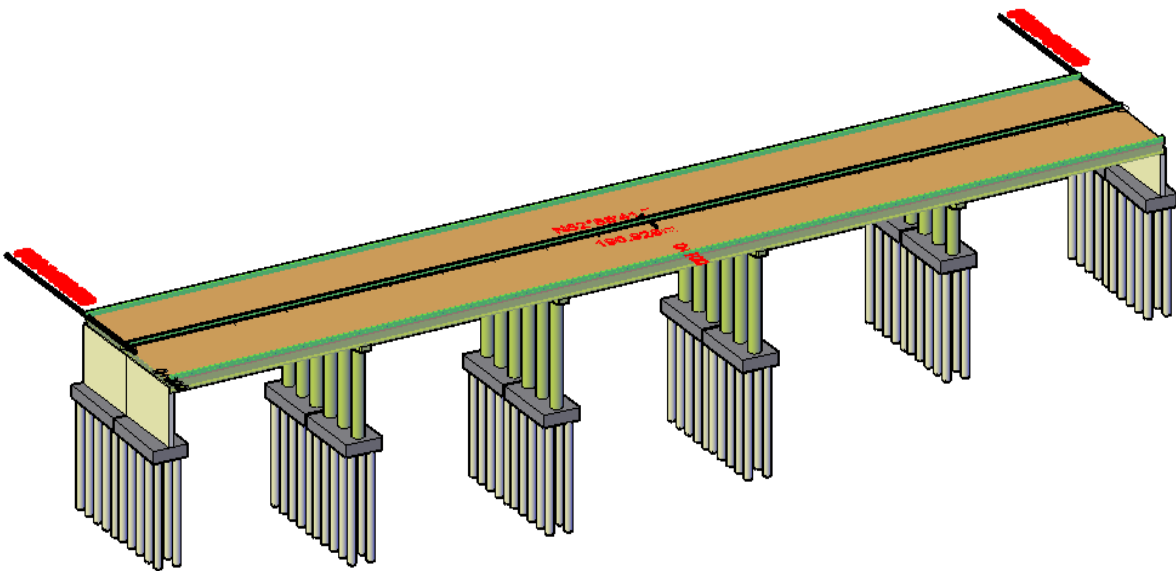
IV.6.4. Gestion du cycle de vie

- **Conception traditionnelle des ponts** : La gestion du cycle de vie d'un pont peut être complexe avec la conception traditionnelle, car les informations pertinentes peuvent être dispersées dans différents documents et systèmes.
- **Conception par BIM** : Le BIM facilite la gestion du cycle de vie d'un pont. Les données contenues dans le modèle BIM, telles que les spécifications des matériaux, les plans de maintenance et les calendriers d'inspection, peuvent être facilement accessibles. Cela permet une gestion plus efficace de la maintenance, des réparations et des éventuelles mises à niveau du pont au fil du temps.

IV.7. CONCLUSION

La conception par BIM offre une approche plus avancée, collaborative et informatisée par rapport à la conception traditionnelle des ponts. Elle permet une visualisation réaliste, une coordination améliorée et une gestion du cycle de vie plus efficace, ce qui peut conduire à des ponts mieux conçus et à une gestion plus durable des infrastructures.

CHAPITRE IV : REPARTITION
TRANSVERSALE ET
LONGITUDINALE DUE
AUX SURCHARGES



V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre et avec le document RCPR on va calculer la répartition des charges surcharges longitudinalement, cela pour déterminer les efforts et les moments les plus défavorables. Ensuite on utilise la méthode de GUYON-MASSONNET dans la répartition transversale pour avoir la poutre la plus sollicitée.

V.2. REPARTITION LONGITUDINALES DES CHARGES ET DES SURCHARGES

V.2.1. Poids de la poutre

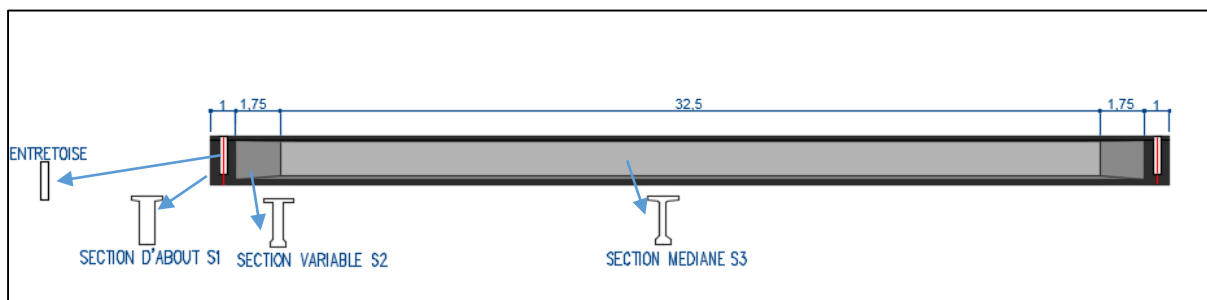


Figure V. 1 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

On a une section variable dans la poutre donc :

$$P = P_{S1} + P_{S2} + P_{S3}$$

Donc on a : $P_{Si} = L_i \times S_i \times \rho_b$

Tel que :

P_{S1} : poids de la section d'about en KN.

P_{S2} : poids de la section variable en KN.

P_{S3} : poids de la section médiane en KN.

L_i : la longueur de la section en m.

ρ_b : le poids volumique du béton qui égale à 25 KN/m³.

S_i : air de la section en m².

Tableau V. 1 : Poids propre d'une poutre.

	Aire (m ²)	La longueur(m)	Volume (m ³)	ρ (KN/m ³)	P(KN)
Section 1	1.27	1*2	2.54	25	63.5
Section 2	1	1.75*2	3.5	25	87.5
Section 3	0.75	32.5	24.38	25	609.5

Poids total de la poutre = 63.5 + 87.5 + 609.5 = 760.5 KN.

$P = 760.5 / 38 = 20.01$ KN/ml.

Poids des poutres (coupe transversale contient 9 poutres) on a :

$P_p = 20.01 \times 9 = 180.09$ KN/ml.

• Poids de la dalle

Poids propre de la dalle : $P_{dalle} = 0.25 \times 15.6 \times 25 = 97.5 \text{ KN/ml}$.

• Poids de l'entretoise

$P_{entretoise} = 0.3 \times 1.77 \times 8 \times 2 \times \rho_b = 8.50 \times 25 = 212.5 \text{ KN}$.

$P_{entretoise} = 212.5 / 38 = 5.6 \text{ KN/ml}$.

$CP = P_{Poutre} + P_{dalle} + P_{entretoise} = 180.09 + 97.5 + 5.6 = 283.19 \text{ KN /ml}$.

Alors : **CP = 283.19 KN /ml.**

Tableau V. 2: Poids total du tablier.

	Eléments	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
CP	POUTRES	180.09	6843.42
	DALLE	97.5	3705
	ENTRETOISE	5.6	212.5
CCP	REVETEMENT	27.84	1057.92
	COURNICHE+TROTTOIRS	12	456
	GLISSIERE DE SECURITE	2	76
POIDS TOTALE DE TABLIER		325.03	12350.84

V.2.2. Calcul des charges et des surcharges

V.2.2.1. Système de charge A_L

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

L : la longueur chargée du tablier en (m) $L = 38 \text{ m}$.

On a : $A = a_1 \cdot a_2 \cdot A_L$

$a_2 = v_0/v = 3.5/3.37 = 1.04$.

Tableau V. 3 : Résultat de calcul de A(l).

N des voies	A(L) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	A ₁	A ₂	L _v	A(L) (KN/ml)
1	9.5	1	1.04	9.5	9.88	3.37	33.30
2	9.5	1	1.04	9.5	9.88	6.74	66.59
3	9.5	0.9	1.04	8.55	8.89	10.11	89.87
4	9.5	0.75	1.04	7.13	7.41	13.48	99.89

V.2.2.2. Système de charge Bc

• Coefficient de majoration dynamique

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

- L : longueur de l'élément considéré (m).
- G : Poids propre de l'élément de tablier (Poids propre + CPP).
- S : Charge maximale (KN).

Exemple d'application :

$$B_c=1.2$$

$$S=300 \times 2 \times 1.2=720 \text{KN}$$

$$G=12350.84 \text{KN}$$

$$\delta=1.055$$

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

Tableau V. 4 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique de système Bc.

N voies	bc	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
1	1.20	38	12350.84	720	1.055
2	1.10			1320	1.062
3	0.95			1710	1.066
4	0.80			1920	1.068

V.2.2.3. Système de charge B_t

Classe de pont est : I, donc $b_t = 1.2$.

Exemple d'application :

$$b_t=1.2$$

$$S=160 \times 2 \times 1.2=384 \text{KN}$$

$$G=12350.84 \text{KN}$$

$$\delta=1.051$$

Tableau V. 5 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique de système Bt.

N voies	b _t	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
1	1.2	38	12350.84	384	1.051
2-3-4	1.2			768	1.055

V.2.2.4. Système chargée B_r

• Coefficient de majoration dynamique

$$S=100 \text{KN}$$

$$G=12350.84 \text{KN}$$

$$\delta=1.05$$

V.2.2.5. Charge militaire M_{c120}

• Coefficient de majoration dynamique

$$S=1100 \text{KN}$$

$$G=12350.84 \text{KN}$$

$$\delta=1.059$$

V.2.3. Calcul des éléments de réduction du aux charges permanentes

Le moment fléchissant pour une charge $G=CP+CCP$ (tel que $G=325.3 \text{KN/ml}$) uniformément répartie est donné par les formules suivantes :

$$G = 325.03 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 37 \text{ m (La portée).}$$

$$R_A = R_B = G \cdot L / 2 = 6018.05 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0(x) = R_A x - G x^2 / 2.$$

$$T(x) = R_A - G x$$

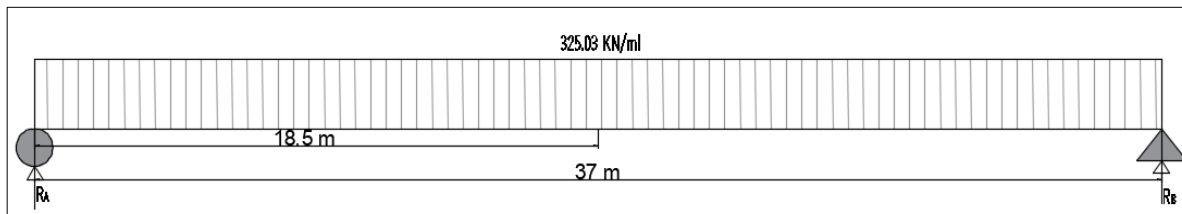


Figure V. 2 : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Tableau V. 6: Moment fléchissant et effort tranchant sous G.

Sections (x)	Longueur (m)	R (KN)	M (KN.m)	T (KN)
0 L	0	6013.05	0	6013.05
0.25 L	9.25	/	41715.52	3006.52
0.5 L	18.5	/	55620.66	0

V.2.4. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES

V.2.4.1. Moment fléchissant

- Calcul du moment fléchissant maximum dû à la surcharge A_L

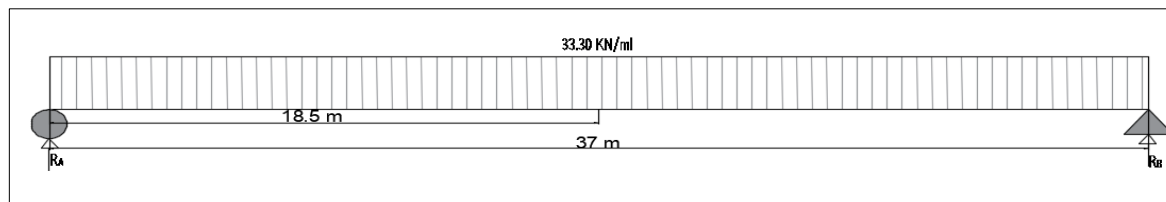


Figure V. 3 : Surcharge A(L) uniformément répartie.

$$M_{\text{Max}} = A(L) \times L^2 / 8.$$

Tableau V. 7 : Moment fléchissant maximum sous A(L).

Nombre de voie chargée	L (m)	A (L) (KN/ml)	M max (KN.m)	M ₀ (KN.m)
1	37	33.30	5698.46	633.16
2	37	66.59	11395.21	1266.13
3	37	89.87	15379	1708.78
4	37	99.89	17093.68	1899.30

M₀ : moment d'une poutre seul (M₀=Mmax/9).

- Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge B_c

Théorème de BARRE :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu soit la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

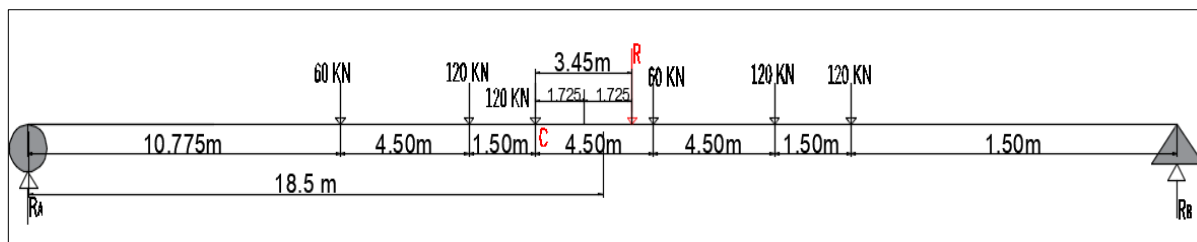


Figure V. 4 : Surcharge B_c.

$\Sigma M/O=0$ avec $R = \Sigma P_i = 600$ KN.

$$X_G = \frac{120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{600} \rightarrow X_G = 9.45 \text{ m.}$$

$$a = X_G - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m.}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$\Sigma M/A=0$

$$37R_B = 60 \times 10.775 + 120 \times 15.275 + 120 \times 16.775 + 60 \times 21.275 + 120 \times 25.775 + 12 \times 27.275 = 12134.89.$$

$$R_A + R_B = 600 \text{ KN.}$$

$$R_B = 327.97 \text{ KN et } R_A = 272.03 \text{ KN}$$

Pour ce cas le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 120KN (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

$$M_{\max} = M/C \rightarrow M_{\max} = R_A \times 16.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 \rightarrow M_{\max} = 4023.25 \text{ KN.}$$

Tableau V. 8: Moment fléchissant maximum sous charge B_c.

Nombre de voies chargées	B _c	δ	M max	M max (t.m)	M ₀ (t.m)
1	1.2	1.055	1 x 1.2 x 1.055 x 4023.25	5093.51	565.94
2	1.1	1.062	2 x 1.1 x 1.062 x 4023.25	9400.038	1044.45
3	0.95	1.066	3 x 0.95 x 1.066 x 4023.25	12223.19	1358.13
4	0.8	1.068	4 x 0.8 x 1.068 x 4023.25	13750.03	1527.78

• Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B_t

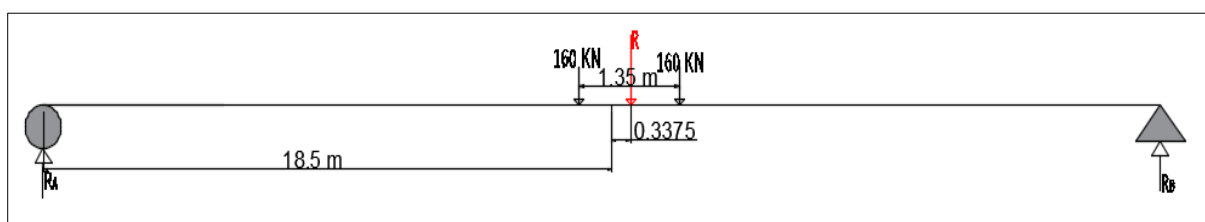


Figure V. 5: Surcharge B_t.

$$X_G = \frac{\Sigma P_i \times X_i}{\Sigma P_i} = \frac{160 \times 1.35}{320} = 0.675 \text{ m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A + R_B = 320 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 37R_B = 160 \times 18.1625 + 160 \times 19.5125$$

$$R_B = 162.92 \text{ KN et } R_A = 157.08 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = M/C \rightarrow M_{\max} = 157.08 \times 18.1625 \rightarrow M_{\max} = 2852.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{1 \text{ tandem}} = M_{\max} \times \delta_{t1} \times b_{t1} = 2852.97 \times 1.051 \times 1.2 \rightarrow M_{1 \text{ tandem}} = 3598.17 \text{KN.m}$$

$$M_{2 \text{ tandem}} = M_{\max} \times \delta_{t2} \times b_{t2} = 2852.97 \times 1.055 \times 1.2 \times 2 \rightarrow M_{2 \text{ tandem}} = 7223.72 \text{KN.m}$$

• Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge Br

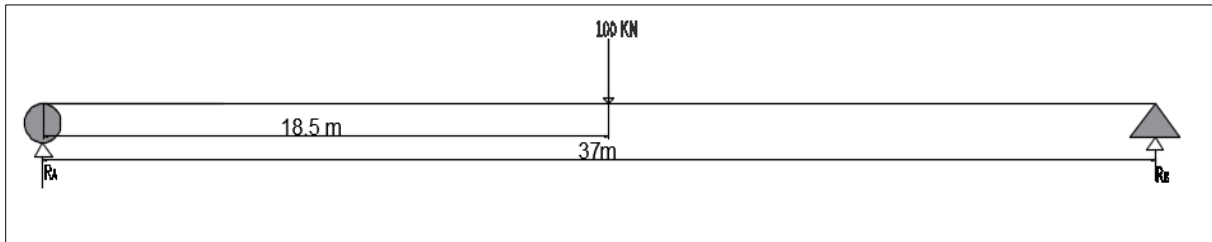


Figure V. 6 : Surcharge Br à L/2.

$$R_A = R_B = 100/2 = 50 \text{KN.}$$

$$M_{\max} = R_A \times L/2 = 5 \times 18.5 \rightarrow M_{\max} = 925 \text{KN.m.}$$

Tableau V. 9: Moment fléchissant sous charge Br.

Br	δ	M max	M max (KN.m)	M ₀ (KN.m)
/	1.047	1.047 x 925	968.475	107.61

• Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge Mc₁₂₀

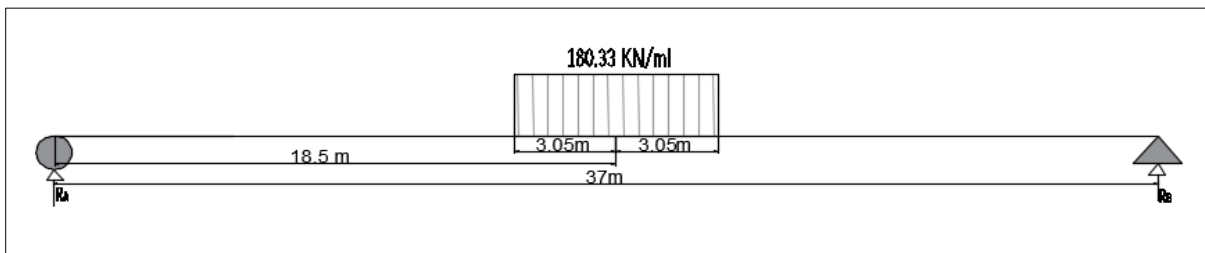


Figure V. 7: Surcharge Mc₁₂₀.

Calcul des réactions RA et RB

$$R_A = R_B = 1100/2 = 550 \text{KN}$$

$$M_{\max} = 550 \times 18.5 - 180.33 \times 3.05^2/2 \rightarrow M_{\max} = 9336.25 \text{KN.m.}$$

$$M_{c \ 120} = M_{\max} \times \delta_{Mc120} = 9336.25 \times 1.059 \rightarrow M_{c \ 120} = 9887.08 \text{KN.m.}$$

$$M_{0c \ 120} = 9887.08/9 \rightarrow M_{0c \ 120} = 1098.56 \text{KN.m.}$$

• Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge D₂₄₀

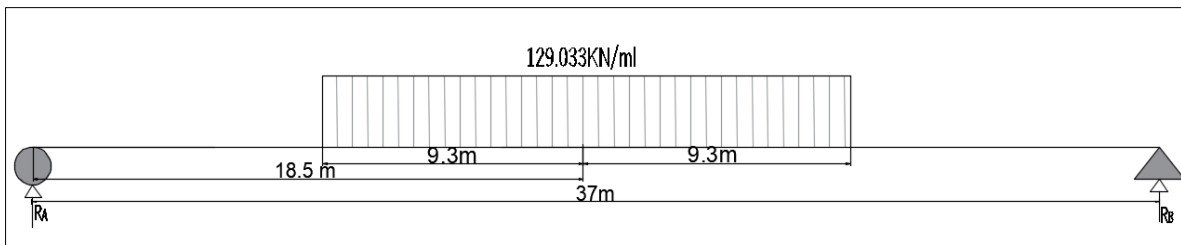


Figure V. 8: Surcharge D₂₄₀.

Calcul des réactions RA et RB

$$R_A = R_B = 2400/2 = 1200 \text{KN}$$

$$M_{\max} = 1200 \times 18.5 - 129.03 \times 9.3^2/2 \rightarrow M_{\max} = 16620.09 \text{KN.m.}$$

$$M_{0c D240} = 16620.09/9 \rightarrow M_{0c D240} = 1846.68 \text{ KN.m.}$$

V.2.4.2. Effort tranchant

• Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(L)

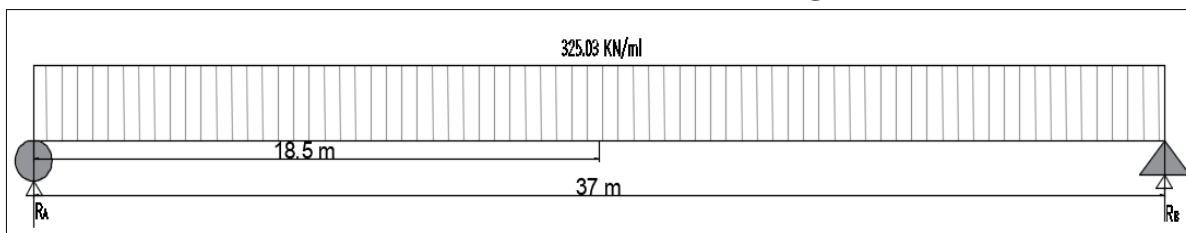


Figure V. 9: Surcharge A(L) uniformément répartie.

$$T_{\max} = A(L) \cdot L/2$$

$$T_0 = T_{\max}/n$$

Avec

n : nombre de poutre.

Tableau V. 10 : Effort tranchant sous A(L).

Nombre de voie	L (m)	A(L) (KN/ml)	T max (KN)	T ₀ (KN)
1	37	33.30	616.05	68.45
2	37	66.59	1231.92	136.88
3	37	89.87	1662.60	184.73
4	37	99.89	1847.97	205.33

• Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_c

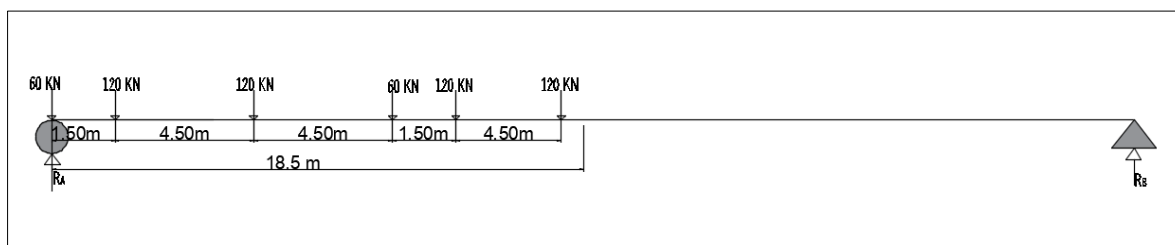


Figure V. 10: Surcharge B_c.

Calcul des réactions RA et RB

$$\sum M/A = 0$$

$$37R_B = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 12 \times 120 + 60 \times 16. = 4230$$

$$\text{Et } R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$R_B = 114.32 \text{ KN et } R_A = 485.67 \text{ KN} \rightarrow R_{\max} = R_A = 485.67 \text{ KN}$$

Tableau V. 11 : Effort tranchant sous charge B_c.

Nombre de voie	Ta (t)	bc	δ	T max (KN)	T ₀ (KN)
1	485.68	1.2	1.055	614.87	68.32
2	971.36	1.1	1.062	1134.74	126.08
3	1457.04	0.95	1.066	1475.54	163.94
4	1942.72	0.8	1.068	1659.86	184.4

• Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_t

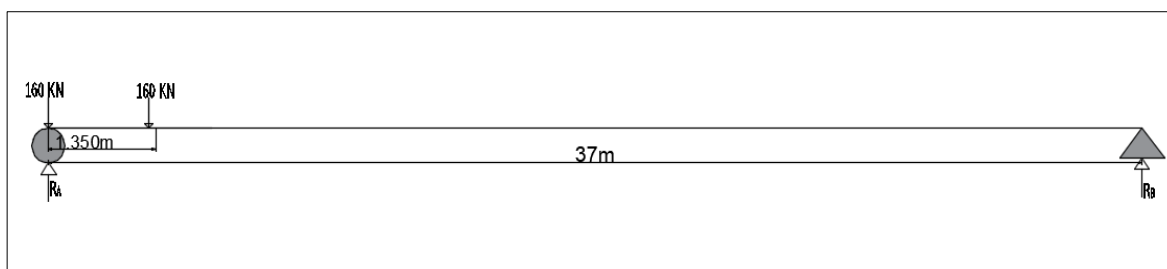


Figure V. 11: Surcharge B_t .

Calcul des réactions R_A et R_B

$$\sum M/A = 0$$

$$37R_B = 160 \times 1.35 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 320 \text{ KN}$$

$$R_B = 5.84 \text{ KN et } R_A = 314.16 \text{ KN} \rightarrow R_{\max} = R_A = 314.16 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = \text{nombre de voie} \times T_a \times b_t \times \delta$$

$$T_0 = T_{\max} / n$$

n : nombre de poutre.

Tableau V. 12 : Effort tranchant sous charge B_t .

Nombre de voie	T_a (t)	B_t	δ	T max (KN)	T_0 (KN)
1	314.16	1.2	1.051	396.22	44.02
2-3-4	628.32	1.2	1.055	795.45	88.38

• Calcule des efforts tranchants dû à la surcharge B_r

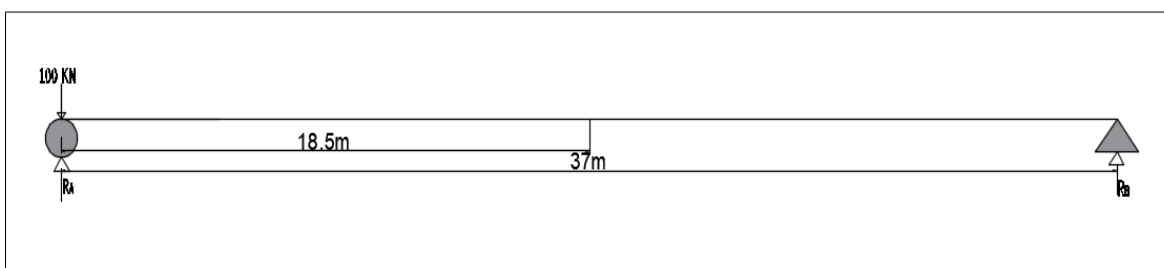


Figure V. 12: Surcharge B_r .

$$T_{\max} = P \times \delta$$

$$T_0 = T_{\max} / n$$

Tableau V. 13: Effort tranchant sous charge B_r .

P(KN)	δ	T max (KN)	T_0 (KN)
100	1.047	104.7	11.63

• Calcule des efforts tranchants dû à la surcharge M_{c120}

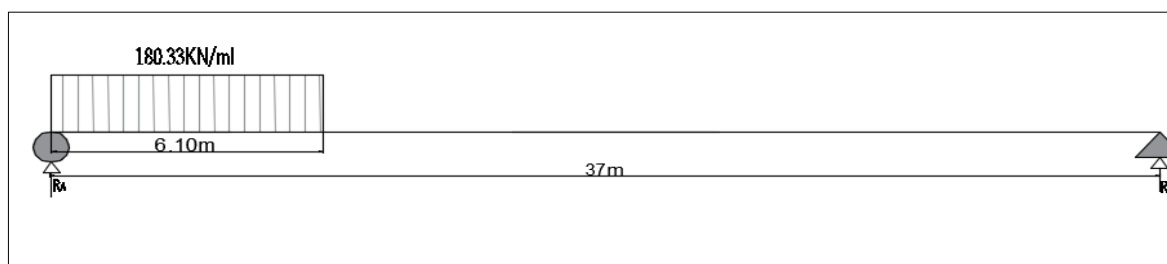


Figure V. 13: Surcharge M_{c120} .

Calcul des réactions RA et RB

$$37R_B = 1100 \times 3.05 = 3355$$

$$R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$R_B = 90.67 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 1009.32 \text{ KN}$$

$$T_{(\text{Max})} M_{c120} = R_A \times \delta M_{c120} = 1009.32 \times 1.059 \rightarrow T_{(\text{Max})} M_{c120} = 1068.87 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240

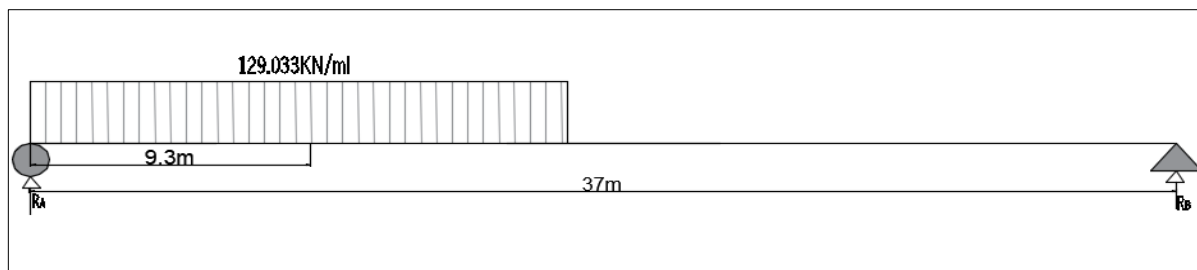


Figure V. 14: Surcharge D₂₄₀.

Calcul des réactions RA et RB

$$36R_B = 2400 \times 9.3 = 2232$$

$$R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$R_B = 603.24 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 1796.76 \text{ KN}$$

$$T_{(\text{Max})} D_{240} = R_A = 1796.76 \text{ KN} \rightarrow T_{(\text{Max})} D_{240} = 1796.76 \text{ KN}$$

$$T_0 D_{240} = T_{(\text{Max})} D_{240} / 9 = 199.64 \text{ KN} \rightarrow T_0 D_{240} = 199.64 \text{ KN}$$

Tableau V. 14: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.

Charge et surcharges		Moments M (KN.m)	Moment par poutre M ₀ (KN.m)	Efforts tranchants T(KN)	Efforts tranchant par poutre T ₀ (KN)
Charge permanente		55620.66	6180.21	6013.05	668.12
A(L)	1 voie	5698.46	633.16	616.05	68.45
	2 voies	11395.21	1266.13	1231.92	136.88
	3 voies	15379	1708.78	1662.60	184.73
	4 voies	17093.68	1899.30	1847.97	205.33
Bc	1 file	5093.51	565.94	614.87	68.32
	2 files	9400.038	1044.45	1134.74	126.08
	3 files	12223.19	1358.13	1475.54	163.94
	4 files	13750.03	1527.78	1659.86	184.4
Bt	1 tandem	3598.17	399.79	396.22	44.02
	2 tandems	7223.72	802.64	795.45	88.38
Br		968.475	107.61	104.7	11.63
M_{c120}		9887.08	1098.56	1068.87	118.76
D₂₄₀		16620.09	1846.68	1796.76	199.64

V.2.4.3. Efforts de freinage

• Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

• Système de charge A(l)

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A(l) est donnée par :

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad \text{Avec : } S : \text{ désigne la surface chargée (m}^2\text{).}$$

Tableau V. 15: L'effort de freinage de A(l).

Nombre des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F(KN)
1	128.06	9.88	61.87
2	256.12	9.88	121.1
3	384.18	8.89	160.01
4	512.24	7.41	174.17

V.3. DEFINITION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée dans la répartition transversale. Cette méthode vise à déterminer les efforts dans un grillage de poutres soumises à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti, le système dalle- poutre discrète et remplacée par un système uniforme composé d'une dalle anisotrope ou orthotrope ayant des caractéristiques constantes suivant chacun de ses axes transversaux et longitudinaux. Ce passage d'une répartition discrète de la rigidité, à une répartition continue, est l'hypothèse principale sur laquelle repose cette méthode, cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais dans la mesure où le but de la méthode est de déterminer la répartition des efforts dans les différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes, l'erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.

V.4. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

V.4.1. Définition des paramètres de calcul

V.4.1.1. Largeur active B

Le pont est constitué de 9 poutres, on opte une largeur active de : $2b = n \times b_1$

Avec :

n : nombre de poutre (**n = 9**).

b₁ : distance entre axe entre les poutres (**b₁ = 1.8 m**).

b : largeur active de **GUYON-MASSONNET**.

$$b = \frac{9 \times 1.8}{2} = \mathbf{8.1 \text{ m.}}$$

• Position active des poutres

Tableau V. 16 : Position active des poutres.

Position	X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
Valeur	0	1.8	3.6	5.4	7.2

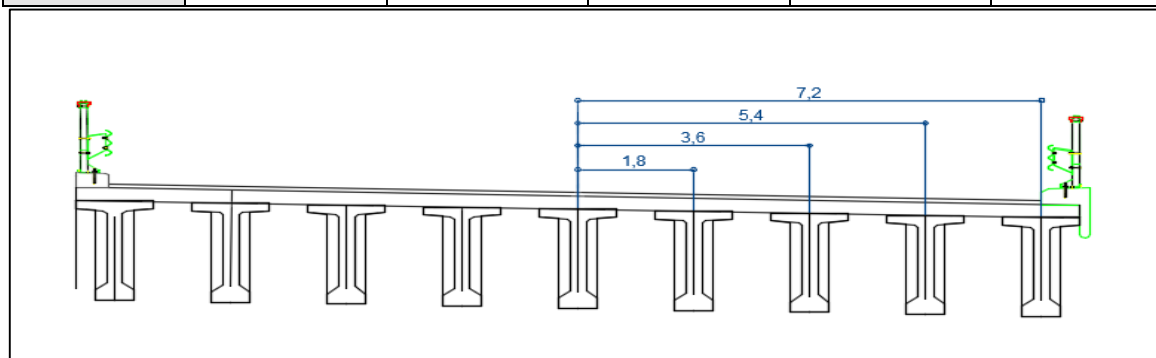


Figure V. 15 : Positions actives des poutres.

V.4.1.2. Les caractéristiques géométriques

Nous avons calculé les inerties des sections avec AUTOCAD :

- **Pour l'inertie de la poutre**

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

I_0 : moment d'inertie de la section d'about = **0.44 m⁴**.

I_m : moment d'inertie de la section médiane = **0.35 m⁴**.

$$\rightarrow I_p = 0.44 + (8(0.35-0.44) / 3\pi) = \mathbf{0.36 \text{ m}^4}$$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre**

$$\rho_p = (E I_p / b_1)$$

$$\rho_p = \left(\frac{E \times I_p}{b_1}\right) = \left(\frac{E \times 0.36}{1.8}\right) = \mathbf{0.2E}$$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle**

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / b$$

Avec b en 1ml.

$$I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.25)^3}{12} = \mathbf{1.302 \times 10^{-3} \text{ m}^4}$$

$b = 1 \text{ m}$ (distance entre axe d'entretoise).

$b_1 = 1.8 \text{ m}$, $h = 0.25 \text{ m}$.

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / b = \mathbf{1.302 \times 10^{-3} E}$$

V.4.1.3. Paramètre d'entretoisement Θ

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\left(\frac{\rho_p}{\rho_D}\right)}$$

$b = 8.1 \text{ m}$ (largeur active).

$l = 38 \text{ m}$ (longueur de la poutre).

$\rho_D = 1.302 \times 10^{-3} E$ (Rigidité flexionnelle de la dalle).

$\rho_p = 0.2E$ (Rigidité flexionnelle de la poutre).

$$\theta = \mathbf{0.75}$$

V.4.1.4. 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.

$$\alpha = \frac{\gamma_e + \gamma_p}{2\sqrt{\gamma_p \times \gamma_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle γ_e**

$$C_E = 2 \times G \times I_E = 2 \times 0,4166 E \times I_E$$

G : Module de cisaillement (module de déformation transversale) :

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

$$G = \mathbf{0,4166 E}$$

ν : coefficient de poisson égal à **0.2**.

$$I_E = I_D = \mathbf{1.302 \times 10^{-3} \text{ m}^4}$$

Alors :

$$C_E = 2 \times 0,4166 E \times 1.302 \times 10^{-3} = \mathbf{1.085 \times 10^{-3} E}$$

$$\gamma_e = \frac{1.085 \times 10^{-3} E}{1} = 1.085 \times 10^{-3} E.$$

• **Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

Telle que : $b_1 = 1.8 \text{ m}$.

• **Calcul de la section équivalente**

Section de la table de compression S_1 de la section médiane :

Selon l'autocad :

$S_1 = 0.23 \text{ m}^2$ et la largeur de la table de compression : 1.2m et $h_1 = S_1 / 1.2 = 19.20 \text{ cm}$.

Section du Talon S_2 :

Selon l'autocad :

$S_2 = 0.18 \text{ m}^2$ et Largeur du talon $h_2 = S_2 / 0.6 = 0.18 / 0.6 = 0.30 \text{ m}$.

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)]$$

$$C_p = G / 3 \times [1.2 \times 0.1923 + 1.458 \times 0.253 + 0.6 \times 0.303 + (1.8 \times 0.253) / 2] = 0.020 G$$

$$C_p = 8.32 \times 10^{-3} E.$$

$\gamma_p = C_p / b_1$ alors :

$$\gamma_p = C_p / b_1 = 8.32 \times 10^{-3} E / 1.8 = 4.72 \times 10^{-3} E$$

$$\alpha = 0.20$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 0.75 \\ \alpha = 0.20 \end{array} \right\}$$

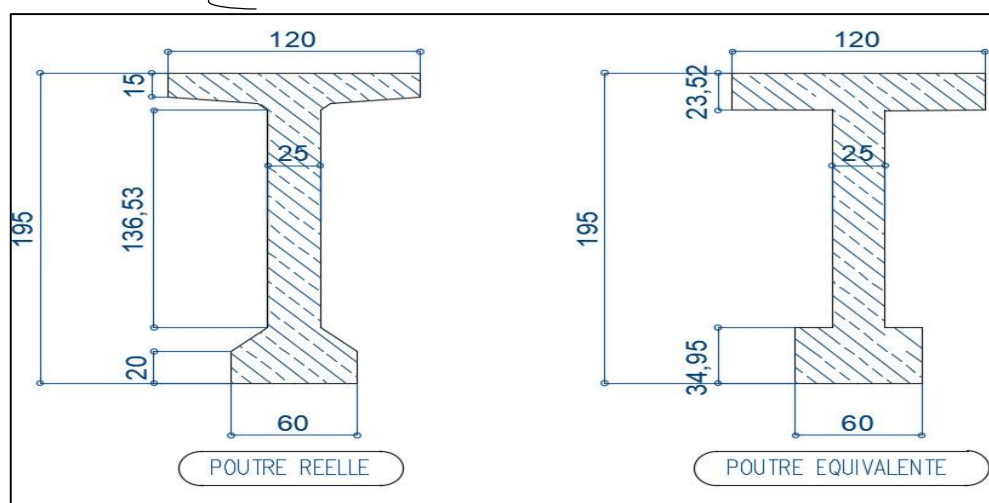


Figure V. 16: Section Equivalente.

V.5. Calcul du moment fléchissant

V.5.1. Coefficient de répartition transversale K_α

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

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

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

CHAPITRE V : Répartition Transversale Et Longitudinale Due aux Surcharges

- Si $0 \leq \theta \leq 0.3$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)^{0.05}$
- Si $0.3 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)^{0.5}$

Où $\beta = 1 - e^{((0.065 - \theta) / 0.665)}$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième :
 $\theta = 0.75$ et $\alpha = 0.20$.

→ $\beta = 1 - e^{((0.065 - \theta) / 0.665)} = 1 - e^{((0.065 - 0.75) / 0.665)} = 0.643$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et pour $\theta = 0.75$ et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau V. 17 : Valeur de K0 et K1 pour $\theta = 0.75$.

Thêta=0.75		Alfa=0=> K0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
B	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762
Thêta=0.75		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
B	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Calcul de K_α :

A l'aide de la formule suivante, on déduit les coefficients de répartition transversale suivant :

Si $0.3 \leq \theta \leq 1$, $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta$ Avec : $\alpha = 0.20$ et $\beta = 0.643$ $\alpha^\beta = 0.36$.

Tableau V. 18: Valeur K_α pour : $\theta = 0.75$.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1555	0,5896	1,0344	1,4413	1,6418	1,4413	1,0344	0,5896	0,1555
b/4	-0,1244	0,2328	0,6172	1,0372	1,4413	1,6608	1,4948	1,1404	0,7550
b/2	-0,2163	0,0183	0,2841	0,6172	1,0344	1,4948	1,8427	1,8861	1,8114
3b/4	-0,2187	-0,1154	0,0183	0,2328	0,5896	1,1404	1,8861	2,7054	3,4021
b	-0,1920	-0,2187	-0,2163	-0,1244	0,1555	0,7550	1,8114	3,4021	5,4230

Tableau V. 19 : Valeur de K_α pour chaque poutre.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0,1555	0,5896	1,0344	1,4413	1,6418	1,4413	1,0344	0,5896	0,1555
Poutre 2	-0,0936	0,2720	0,6631	1,0816	1,4634	1,6366	1,4442	1,0798	0,6890
Poutre 3	-0,1960	0,0655	0,3574	0,7096	1,1239	1,5313	1,7662	1,7220	1,5790
Poutre 4	-0,2179	0,0726	0,1034	0,3558	0,7319	1,2538	1,8722	2,4432	2,8930
Poutre 5	-0,2037	0,1732	-0,1130	0,0327	0,3465	0,9246	1,8442	3,0955	4,5338

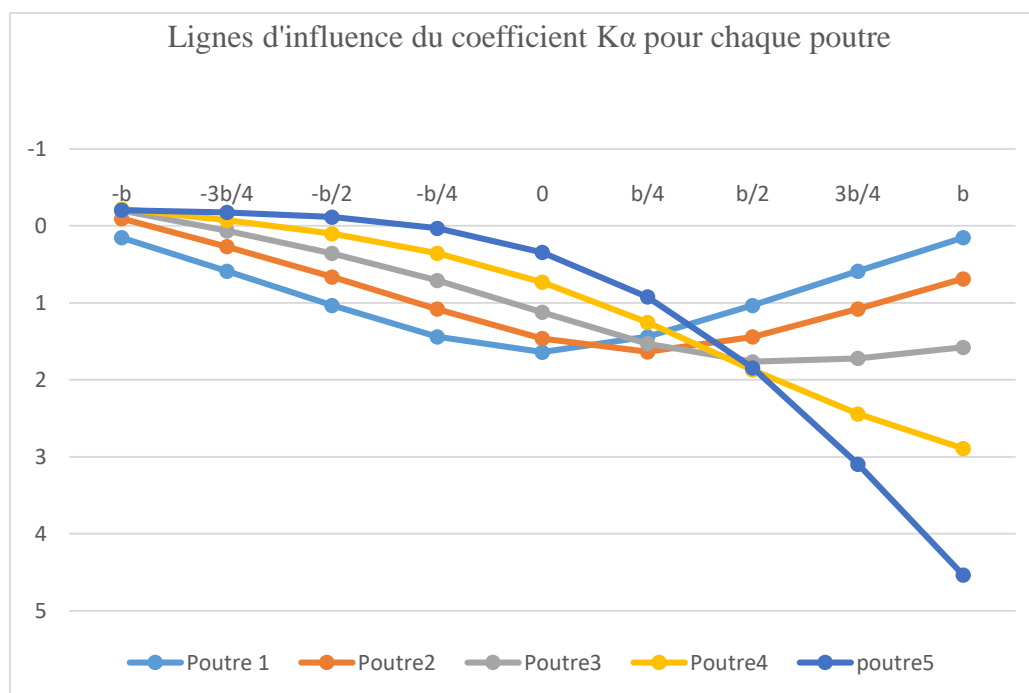


Figure V. 17: Les lignes d'influence de chaque poutre.

V.5.2. Calcul de $K\alpha$ moy pour chaque type de chargement

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

• Surcharges surfaciques

Les surfaces sont calculées à partir l'Autocad et $K\alpha$ moy est calculé par la formule suivante :

$$K\alpha_{moy} = S / L$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies.

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD.

Tableau V. 20 : Position de chaque type de chargement dans le tablier.

Type de chargement	Position
Surcharge A(L)	Sur la largeur chargeable
Surcharge B_c	A partir 25 cm des bords de la largeur chargeable
Surcharge B_t	A partir de 50 cm des bords de la largeur chargeable
Surcharge M_{C120}	Au moins 50 cm des bordures
Surcharge D240	Au moins 1.9 m des bords de la largeur chargeable

V.5.2.1. Surcharge A(L)

• La première poutre

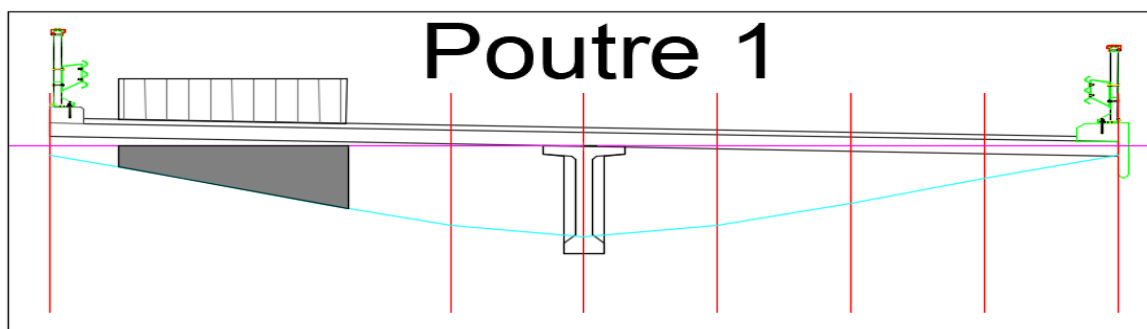


Figure V. 18: Surface de la charge A(L) pour une voie.

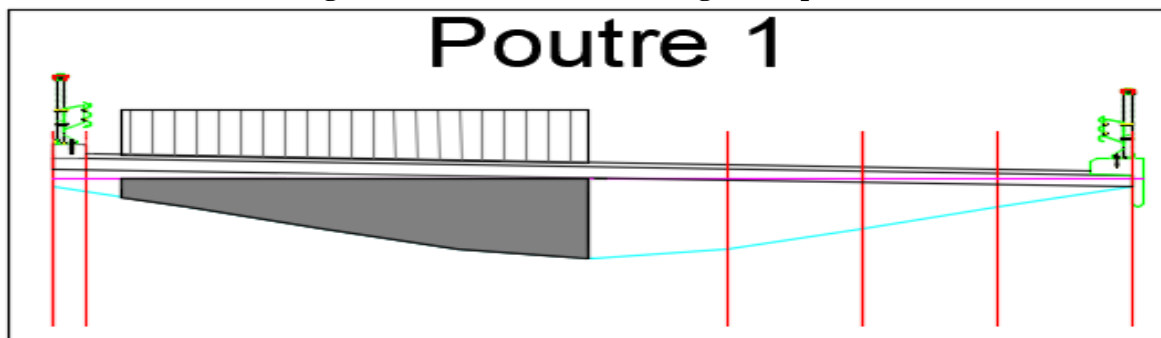


Figure V. 19 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.

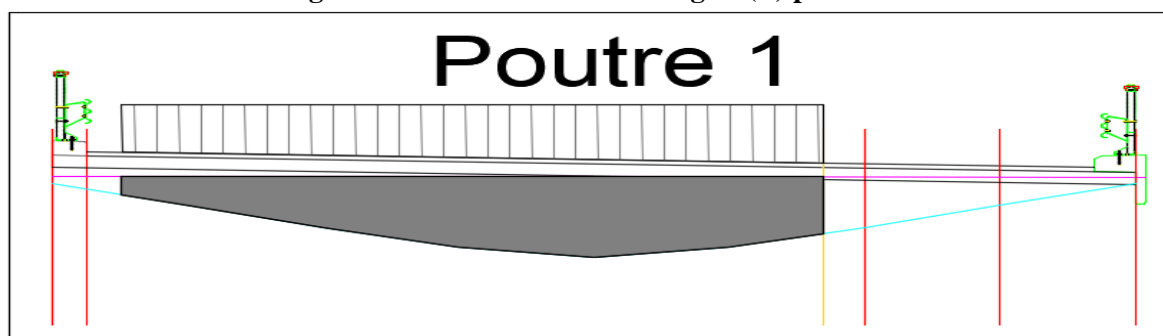


Figure V. 20: Surface de la charge A(L) pour trois voies.

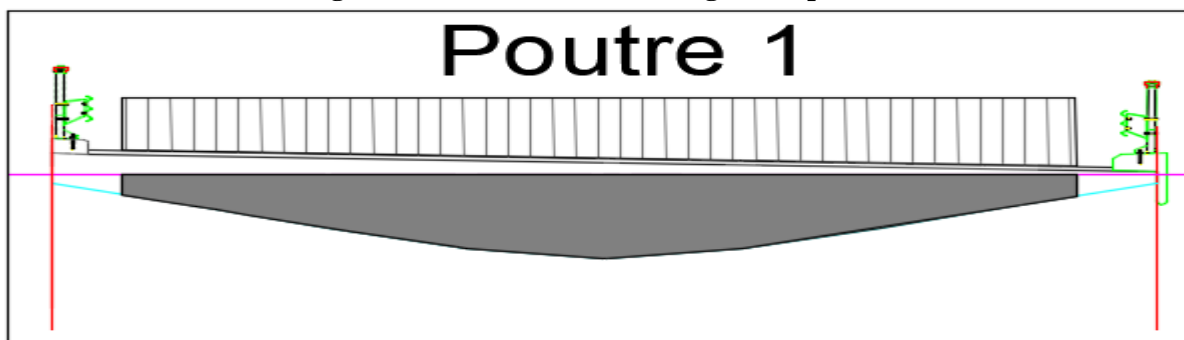


Figure V. 21 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.

On résume les valeurs de $K_{\alpha\text{moy}}$ pour toutes les poutres dans les tableaux suivants :

Tableau V. 21: Valeur de $K_{\alpha\text{moy}}$ pour premier poutre.

Poutre 1		Surface (m ²)	Largeur de voie	$K_{\alpha\text{moy}}$
A(L)	Une voie	2.55	3.37	0.76
	Deux voies	7.36	6.74	1.09
	Trois voies	12.23	10.11	1.21
	Quatre voies	14.87	13.48	1.10

Tableau V. 22: Valeur de K_{amoy} pour deuxième poutre.

Poutre 2		Surface (m ²)	Largeur de voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	1.41	3.37	0.42
	Deux voies	5.16	6.74	0.77
	Trois voies	10.41	10.11	1.03
	Quatre voies	14.56	13.48	1.08

Tableau V. 23 : Valeur de K_{amoy} pour troisième poutre.

Poutre 3		Surface (m ²)	Largeur de voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	0.64	3.37	0.19
	Deux voies	3.21	6.74	0.48
	Trois voies	8.06	10.11	0.80
	Quatre voies	13.88	13.48	1.03

Tableau V. 24 : Valeur de K_{amoy} pour quatrième poutre.

Poutre 4		Surface (m ²)	Largeur de voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	0.25	3.37	0.07
	Deux voies	1.65	6.74	0.24
	Trois voies	5.62	10.11	0.56
	Quatre voies	12.98	13.48	0.96

Tableau V. 25 : Valeur de K_{amoy} pour cinquième poutre.

Poutre 5		Surface (m ²)	Largeur de voie (m)	K_{amoy}
A(L)	Une voie	0.49	3.37	0.15
	Deux voies	0.88	6.74	0.13
	Trois voies	3.83	10.11	0.38
	Quatre voies	12.47	13.48	0.93

V.5.2.2. Surcharge BC

• La première poutre

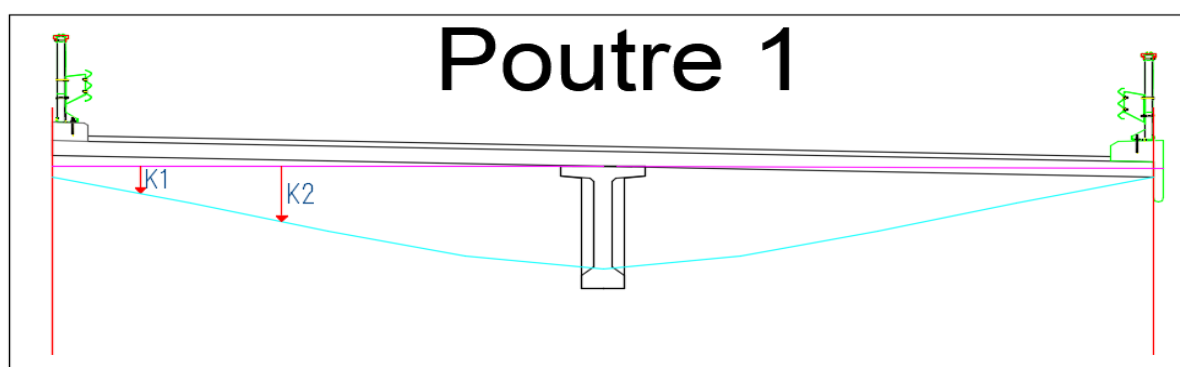


Figure V. 22 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour une voie.

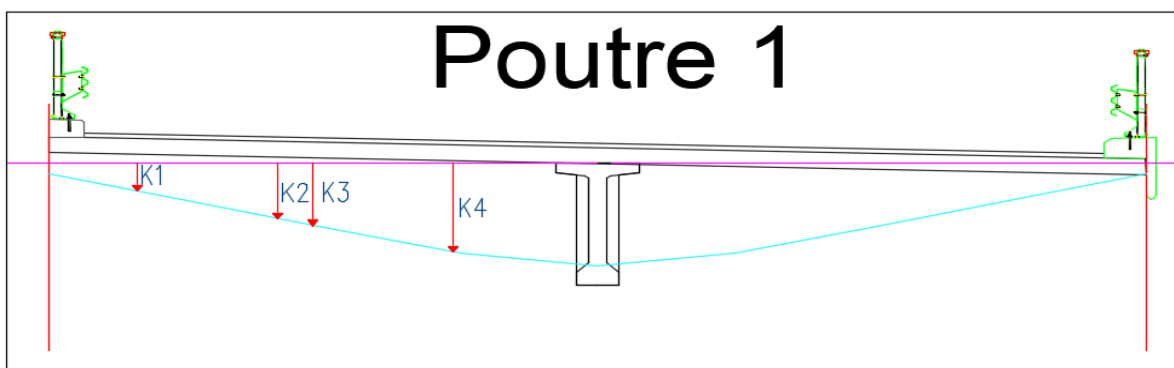


Figure V. 23 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour deux voies.

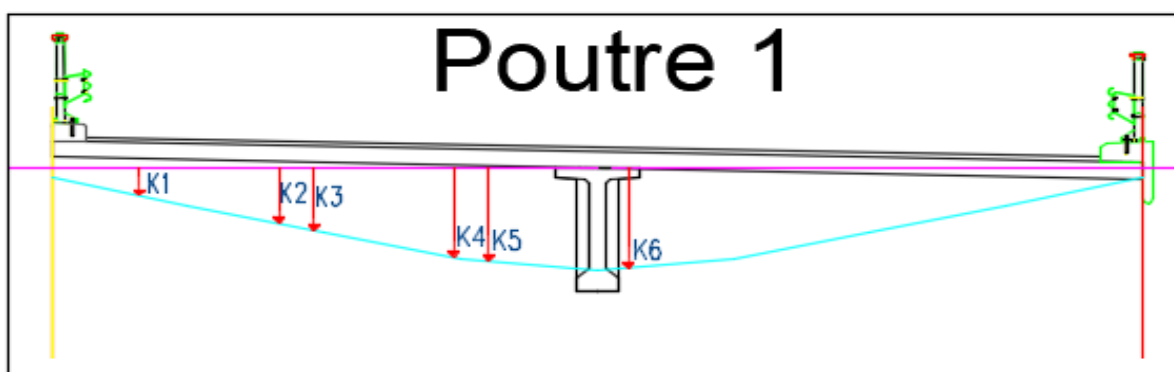


Figure V. 24: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour trois voies.

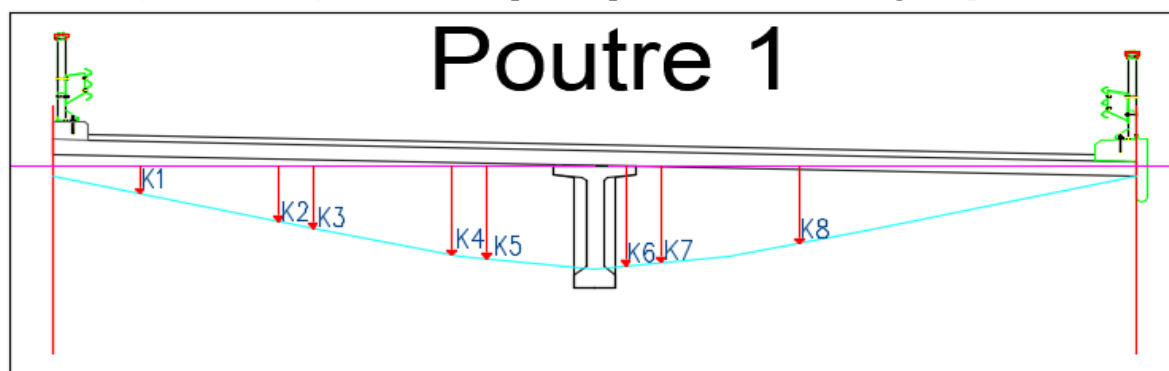


Figure V. 25: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge B_C pour quatre voies.

On résume les valeurs de $K_{\alpha moy}$ pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V. 26 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous surcharge B_C .

Valeur de K	P1	P2	P3	P4	P5	$K_{\alpha moy}$				
						P1	P2	P3	P4	P5
Pour une voie										
K1	0.44	0.14	0.03	0.12	0.18	0.67	0.34	0.15	0.08	0.16
K2	0.89	0.53	0.26	0.04	0.13					
Pour deux voies										
K1	0.44	0.14	0.03	0.12	0.18	0.94	0.59	0.33	0.15	0.11
K2	0.89	0.53	0.26	0.04	0.13					
K3	1	0.63	0.34	0.09	0.11					
K4	1.42	1.06	0.69	0.35	0.02					
Pour trois voies										

K1	0.44	0.14	0.03	0.12	0.18	1.14	0.84	0.55	0.32	0.17
K2	0.89	0.53	0.26	0.04	0.13					
K3	1	0.63	0.34	0.09	0.11					
K4	1.42	1.06	0.69	0.35	0.02					
K5	1.48	1.16	0.79	0.44	0.1					
K6	1.59	1.5	1.21	0.85	0.48					
Pour quatre voies										
K1	0.44	0.14	0.03	0.12	0.18	1.20	1.01	0.79	0.56	0.38
K2	0.89	0.53	0.26	0.04	0.13					
K3	1	0.63	0.34	0.09	0.11					
K4	1.42	1.06	0.69	0.35	0.02					
K5	1.48	1.16	0.79	0.44	0.1					
K6	1.59	1.5	1.21	0.85	0.48					
K7	1.54	1.55	1.32	0.98	0.63					
K8	1.23	1.54	1.65	1.57	1.39					

V.5.2.3. Surcharge Bt

• **La première poutre**

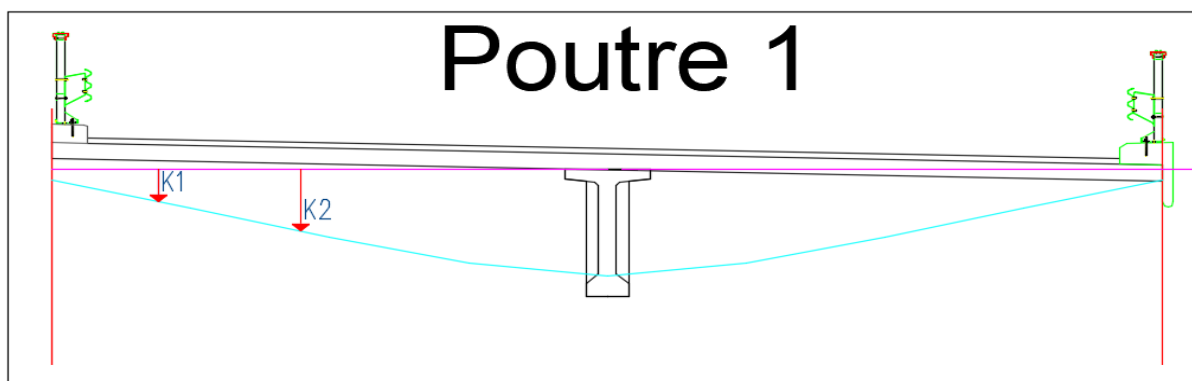


Figure V. 26 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour un tandem.

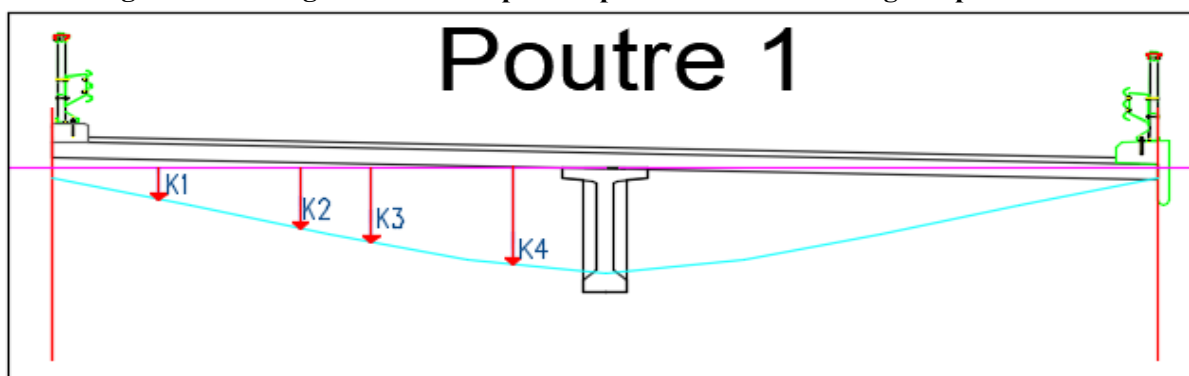


Figure V. 27 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Bt pour deux tandems.

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V. 27 : Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous surcharge Bt.

Valeur de K	P1	P2	P3	P4	P5	K _{amoy}				
						P1	P2	P3	P4	P5
Pour un tandem										
K1	0.49	0.19	0.01	0.1	0.18	0.72	0.39	0.16	0.09	0.15
K2	0.94	0.58	0.3	0.07	0.12					
Pour deux tandems										
K1	0.49	0.19	0.01	0.1	0.18	1.03	0.69	0.41	0.21	0.13
K2	0.94	0.58	0.3	0.07	0.12					
K3	1.16	0.79	0.47	0.18	0.07					
K4	1.51	1.21	0.85	0.48	0.14					

V.5.2.4. Surcharge Mc120

• La première poutre

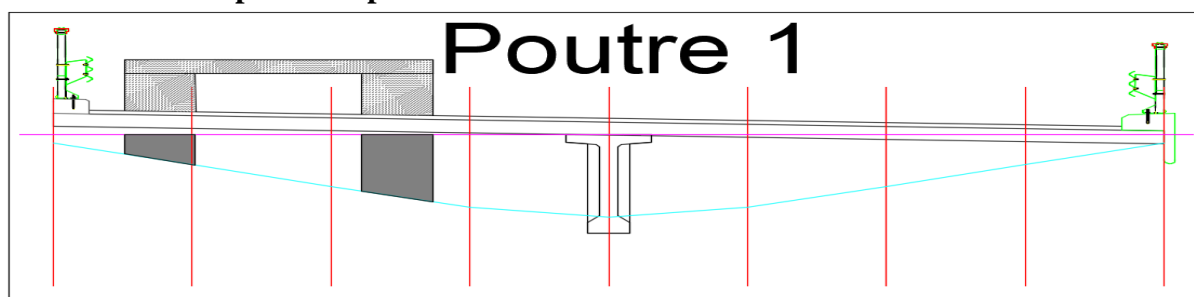


Figure V. 28 : Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge Mc120.

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V. 28: Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous surcharge Mc120.

Poutre	Surface (m ²)	Largeur (m)	K _{amoy}
Poutre 1	1.71	2	0.86
Poutre 2	1.04	2	0.52
Poutre 3	0.56	2	0.28
Poutre 4	0.32	2	0.16
Poutre 5	0.22	2	0.11

V.5.2.5. Surcharge D240

• La première poutre

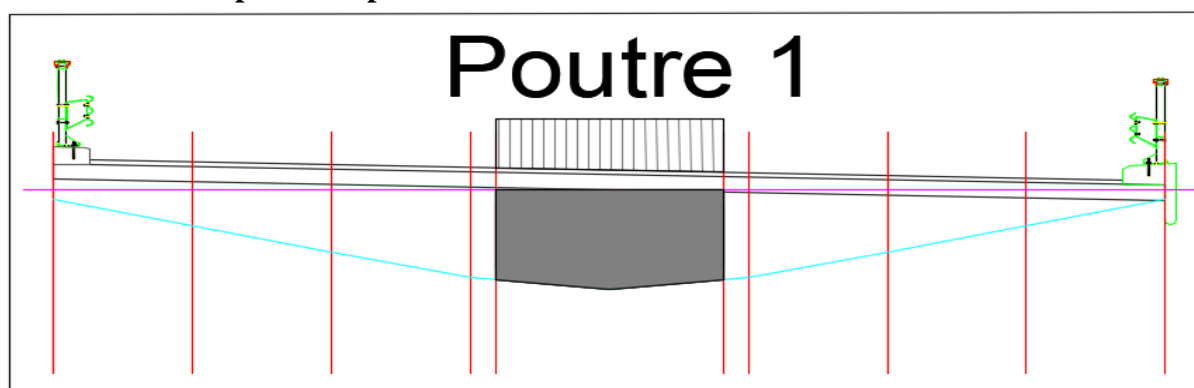


Figure V. 29: Ligne d'influence pour la poutre '1' sous surcharge D240.

CHAPITRE V : Répartition Transversale Et Longitudinale Due aux Surcharges

On résume les valeurs de $K\alpha_{moy}$ pour toutes les poutres dans le tableau suivant :

Tableau V. 29 : Valeur de $K\alpha_{moy}$ pour chaque poutre sous surcharge D240.

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	$K\alpha_{moy}$
Poutre 1	4.99	3.2	1.56
Poutre 2	4.54	3.2	1.42
Poutre 3	3.58	3.2	1.12
Poutre 4	2.43	3.2	0.76
Poutre 5	1.28	3.2	0.4

V.5.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (X = 0.5L)

Le calcul du moment longitudinal répartie de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient $K\alpha_{moy}$ par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$M_{réel} = M_0 \times K\alpha_{moy}$$

Tel que :

M_0 : moment fléchissant moyen des surcharges de chaque poutre.

Tableau V. 30 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.

Désignation	M_0	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
		$K\alpha_{moy}$	Mréel	$K\alpha_{moy}$	Mréel	$K\alpha_{moy}$	Mréel	$K\alpha_{moy}$	Mréel	$K\alpha_{moy}$	Mréel	
Poid propre G	6180.21	1	6180.2	1	6180.2	1	6180.2	1	6180.21	1	6180.21	
AL	1v	633.16	0.76	481.20	0.42	265.93	0.19	120.30	0.07	44.32	0.15	94.97
	2v	1266.13	1.09	1380.1	0.77	974.92	0.48	607.74	0.24	303.87	0.13	164.60
	3v	1708.78	1.21	2067.6	1.03	1760	0.80	1367	0.56	956.92	0.38	649.34
	4v	1899.30	1.10	2089.2	1.08	2051.2	1.03	1956.3	0.96	1823.33	0.93	1766.4
Bc	1v	565.94	0.67	379.18	0.34	192.42	0.15	84.89	0.08	45.28	0.16	90.55
	2v	1044.45	0.94	981.78	0.59	616.23	0.33	344.67	0.15	156.67	0.11	114.89
	3v	1358.13	1.14	1548.3	0.84	1140.8	0.55	746.97	0.32	434.60	0.17	230.88
	4v	1527.78	1.20	1833.3	1.01	1543	0.79	1206.9	0.56	855.56	0.38	580.56
Bt	1t	399.79	0.72	287.85	0.39	155.92	0.16	63.97	0.09	35.98	0.15	59.97
	2t	802.64	1.03	826.72	0.69	553.82	0.41	329.08	0.21	168.55	0.13	104.34
Mc120	1098.56	0.86	944.76	0.52	571.25	0.28	307.60	0.16	175.77	0.11	120.84	
D240	1846.68	1.56	2880.8	1.42	2622.3	1.12	1633.9	0.76	1403.48	0.4	738.67	

V.5.4. 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 V. 31 : Combinaison de charge à ELS et à ELU.

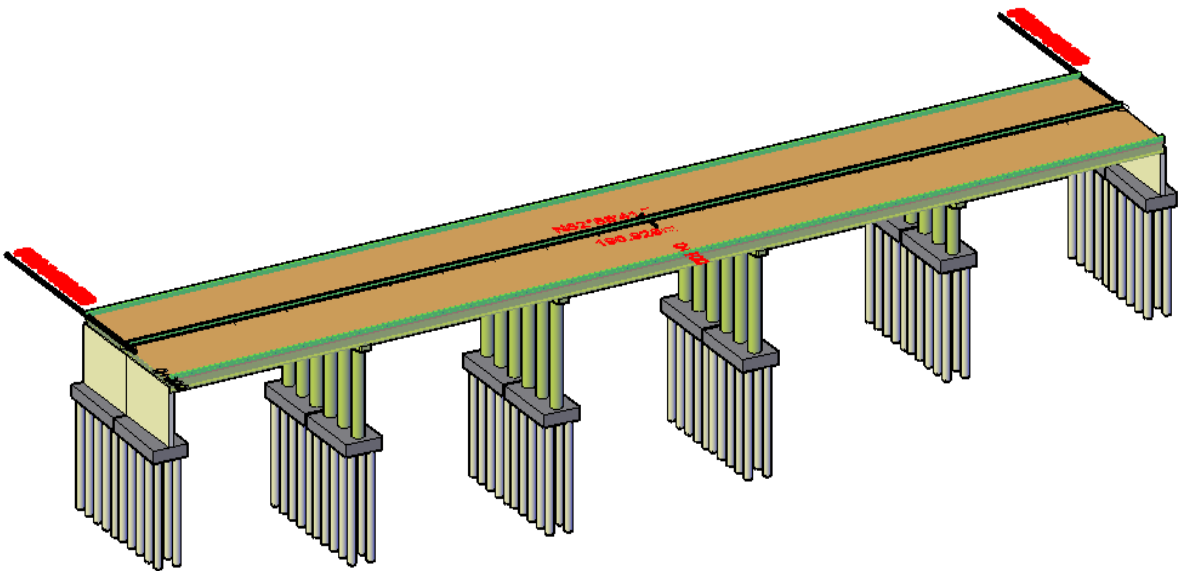
Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G + 1.2 A(L)	8687.29	8641.70	8527.75	8368.21	8299.83
	G + 1.2 Bc	8380.22	8031.88	7628.55	7206.88	6876.88
	G + 1.2 Bt	7172.28	6844.79	6575.11	6382.47	6305.42
	G + MC120	7124.97	6751.46	6487.81	6355.98	6301.05
	G + D240	9061.03	8802.5	7814.16	7223.69	6918.88
ELU	1.35 G + 1.6 A(L)	11686.05	11625.27	11473.33	11260.61	11169.44
	1.35 G + 1.6 Bc	11276.63	10812.18	10274.40	9712.18	9272.18
	1.35 G +1.6 Bt	9666.04	9229.40	8869.81	8612.96	8510.23
	1.35 G +1.35 Mc120	9618.71	9114.47	8758.54	8580.57	8506.42
	1.35 G +1.35 D240	12232.39	11883.38	10549.12	10237.98	9340.49

V.6. CONCLUSION

D'après les calculs effectués ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- La poutre la plus sollicitée est la première poutre (poutre1), à ELU et à ELS.
- La combinaison la plus défavorable est celle de G + D240 de la première poutre avec une valeur du moment maximale de **9061.03 KN.m**.

CHAPITRE VI :
MODELISATION DE
TABLIER PAR ROBOT
STRUCTURAL



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'appliquent sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre la modélisation de tablier par Robot Structural Analysis professional 2019.

VI.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constitué par 9 poutres de 38 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarifiées transversalement par une dalle de 25 cm d'épaisseur. Rappelons que l'ouvrage est composé de 5 travées, identiques et indépendantes, que nous a conduit à modéliser une seule travée pour évaluer les efforts.

VI.2.1. Modélisation des éléments de l'ouvrage

VI.2.1.1. Les poutres et l'hourdis

Pour la modélisation de la poutre on a utilisé l'élément « barre », et on a décomposé la barre en trois pour affecter les sections de la poutre (section d'about, section intermédiaire, et la section médiane).

Pour la modélisation de la dalle on a utilisé l'élément « panneau ».

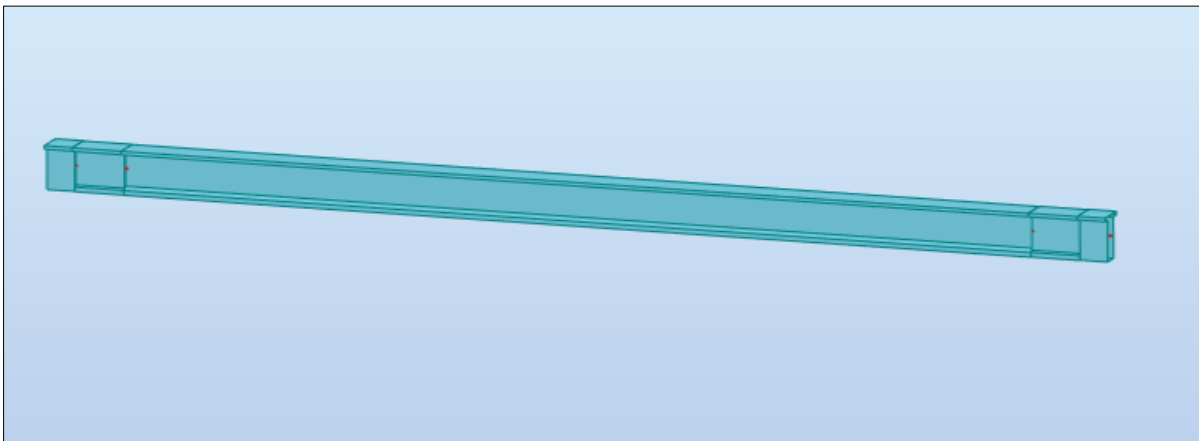


Figure VI. 1 : Modélisation de la poutre.

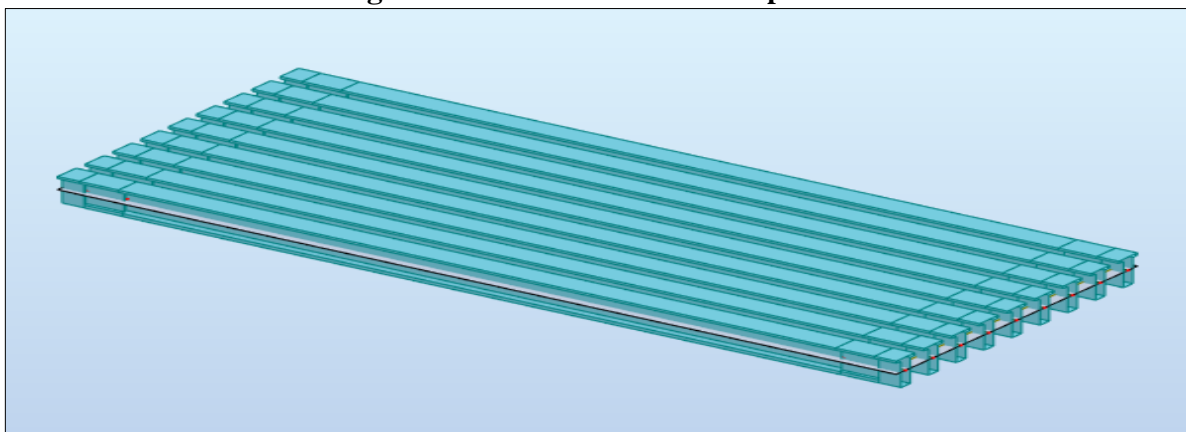


Figure VI. 2 : Modélisation des poutres avec l'hourdis.

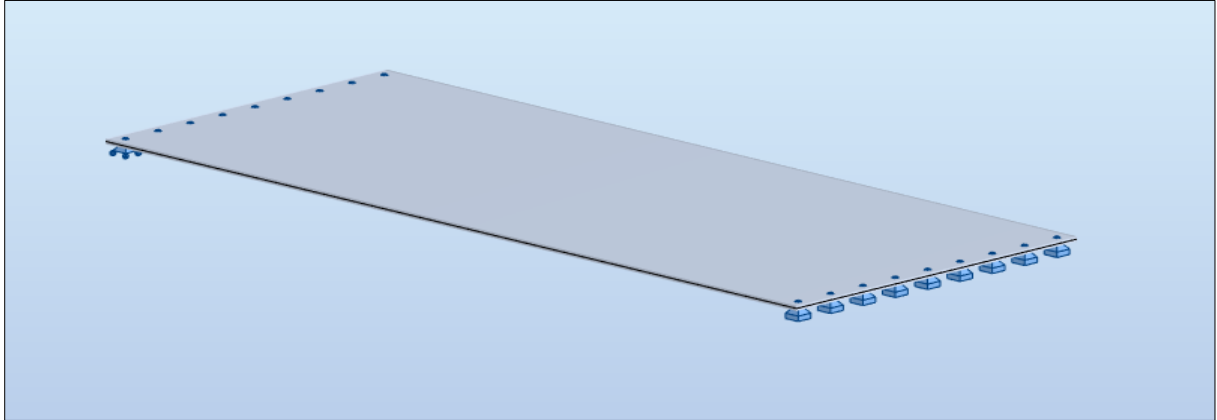


Figure VI. 3 : Modélisation de l'hourdis.

VI.2.1.2. Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles.

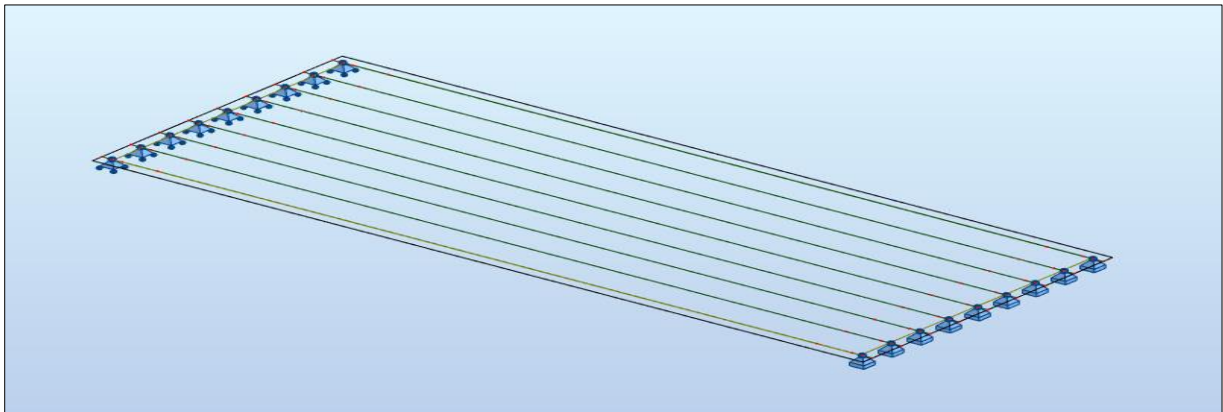


Figure VI. 4 : Modélisation des appuis sur l'ouvrage.

VI.2.1.3. Les entretoises

Pour la modélisation des entretoises on a utilisé l'élément « barre », et on a la affecter la section de entretoise.

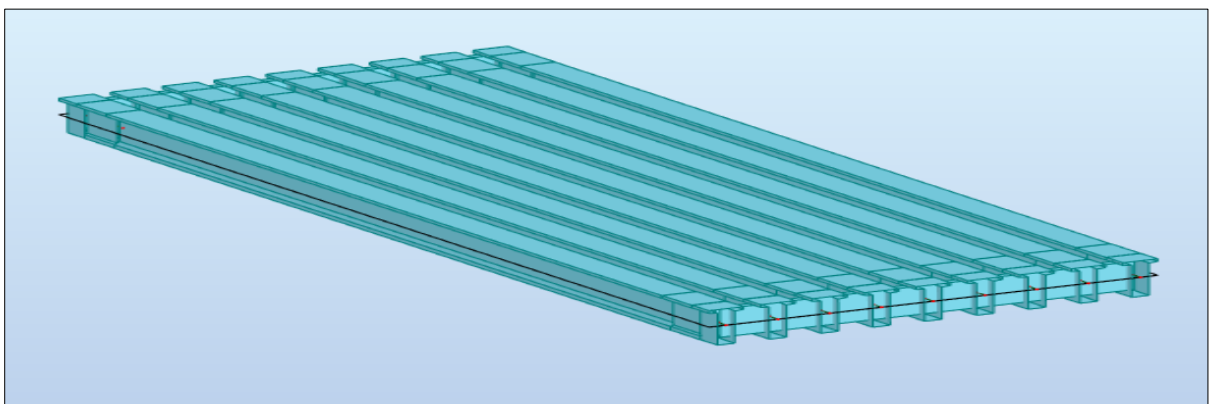


Figure VI. 5 : Modélisation des entretoises.

VI.3. DEFINITION DE CHARGES

Tableau VI. 1 : Définition de charges.

	Nom	Type	Description
G	PP	Charges Permanentes	Poids propre des poutres.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche		Poids des corniches et bordures
	revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T	Charges températures	La variation de température	
$\Delta\theta$		Gradient thermique	
A(l)	Charges d'exploitations statiques	Charge statique du trafic A(l)	
B_c	Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - Camion	
B_t		Charge mobile - Tandem	
Mc120		Charge mobile - militaire	
D240		Charge mobile - Exceptionnelle	

VI.4. AFFECTATION DES CHARGES

VI.4.1. Charges permanent

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel. Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

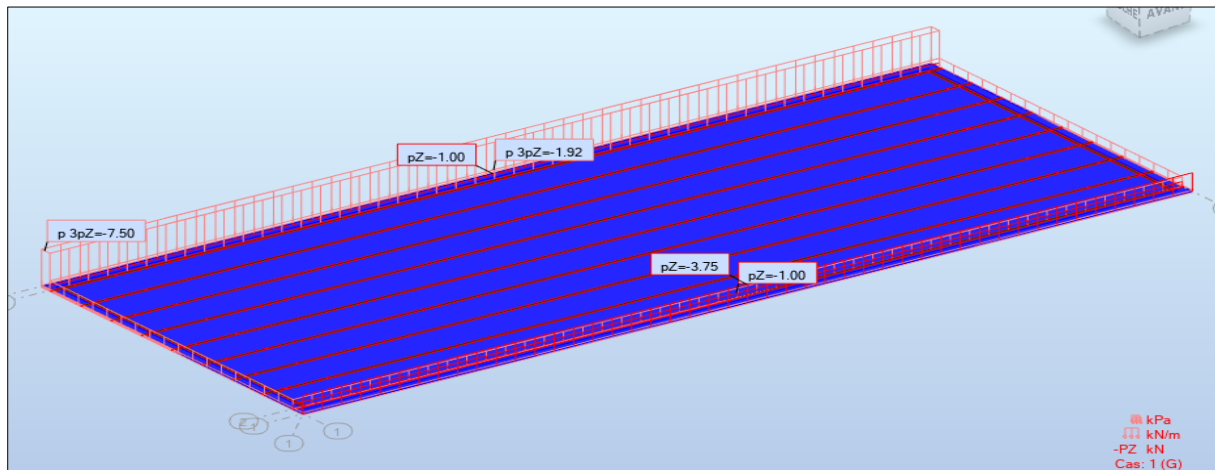


Figure VI. 6: Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

VI.4.2. Surcharge A_L

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties.

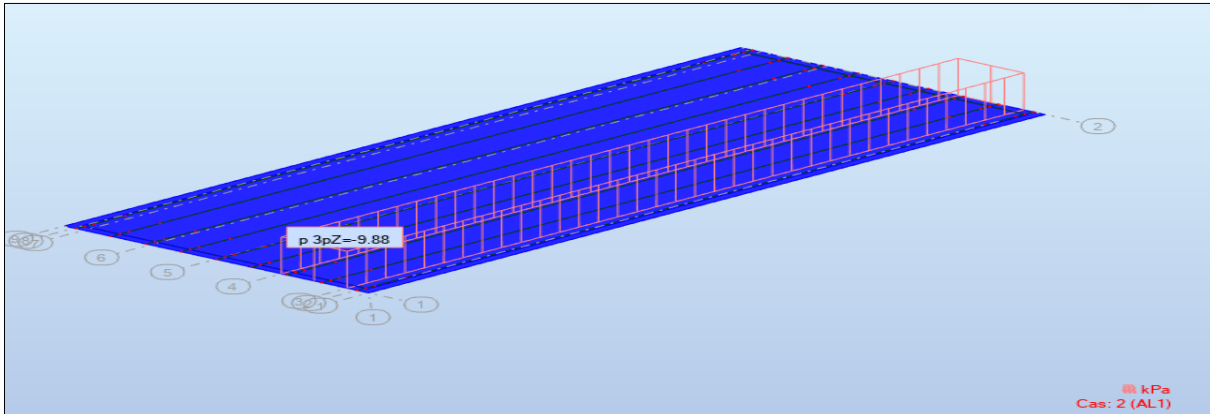


Figure VI. 7 : Affectations des charges A(L) cas une voie chargé.

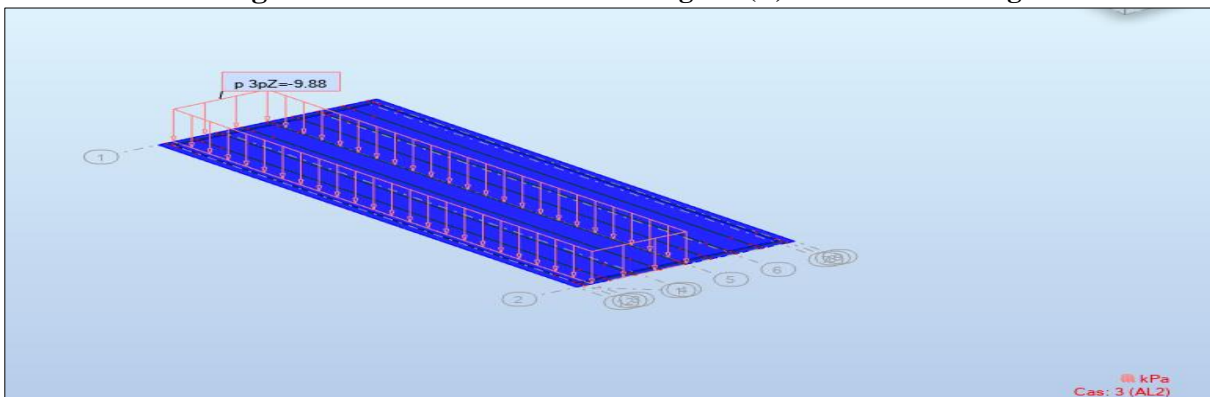


Figure VI. 8: Affectations des charges A(L) cas deux voies chargés.

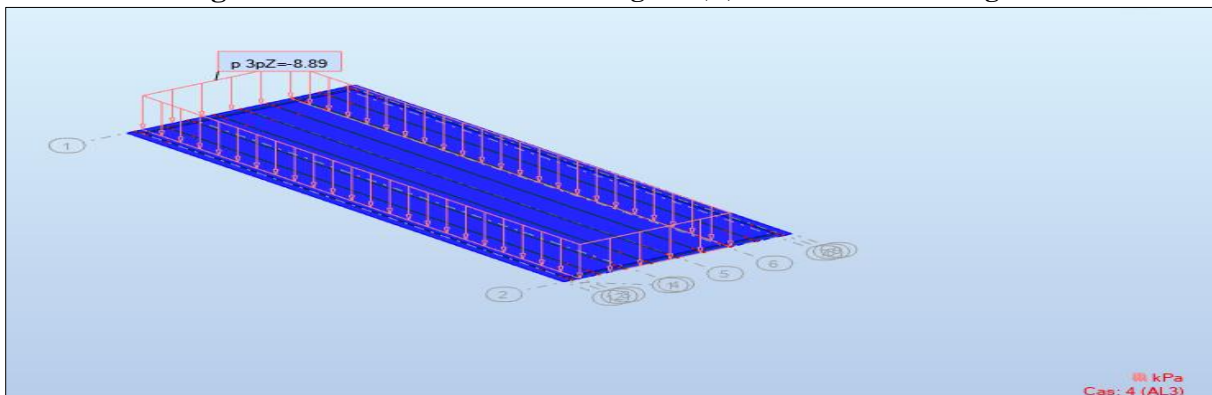


Figure VI. 9 : Affectations des charges A(L) cas trois voies chargés.

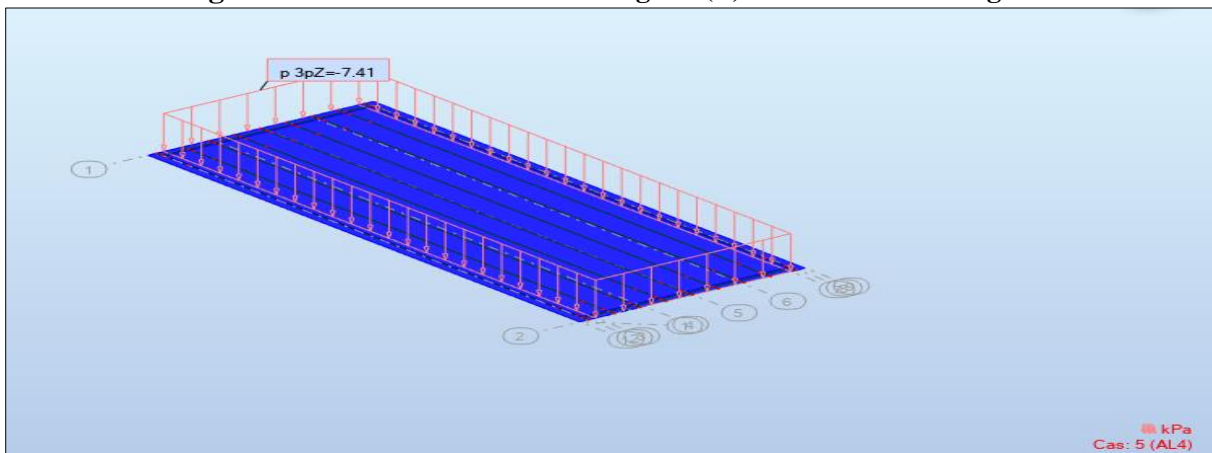


Figure VI. 10 : Affectations des charges A(L) cas trois voies chargés.

VI.4.2.1. Les charges mobiles

Les charges (Bc, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée. Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

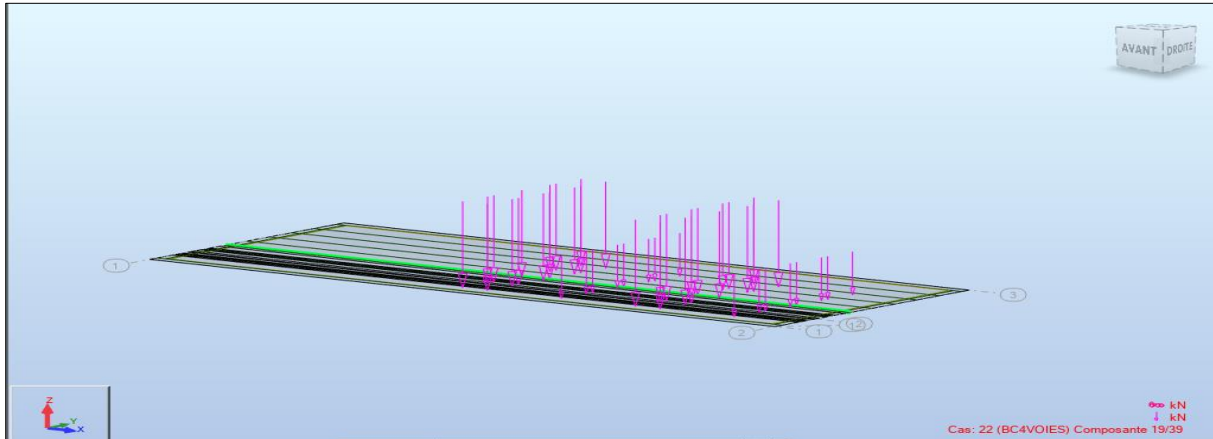


Figure VI. 11: Affectations des charges Bc cas quatre voies chargées.

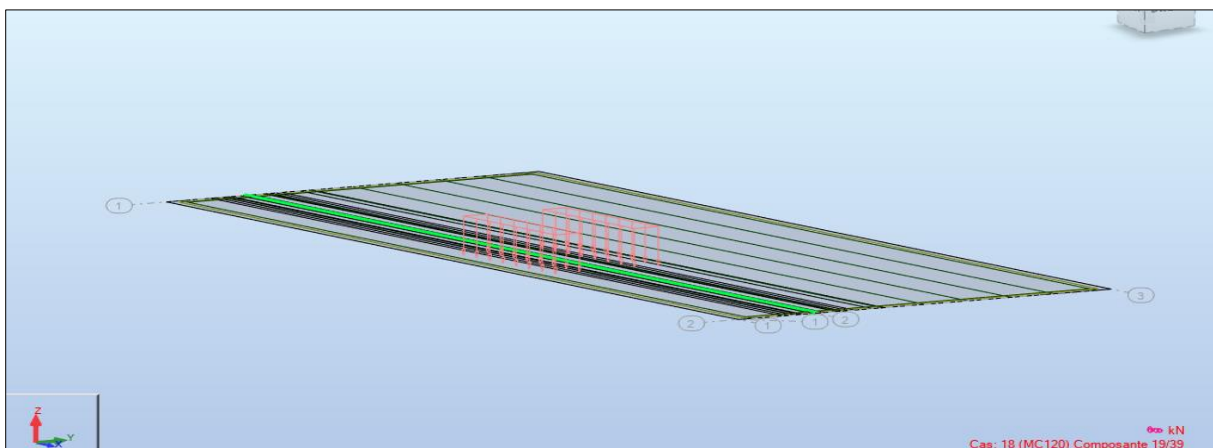


Figure VI. 12 : Affectations des charges MC120.

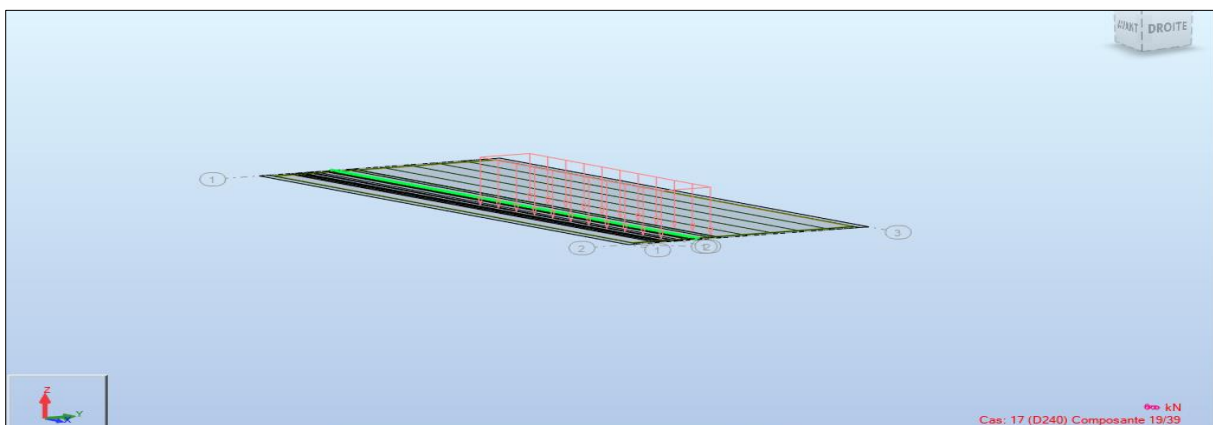


Figure VI. 13 : Affectations des charges D240.

VI.5. LES COMBINAISONS DE CHARGES

A l'état limite de services « combinaison rare » :

Tableau VI. 2 : Les combinaisons de charges E.L.S.

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.S	rare	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC4 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

A l'état limite ultime « combinaison fondamentale » :

Tableau VI. 3 : Les combinaisons de charges E.L.U.

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.U	fondamentale	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC3 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC4 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

VI.6. RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

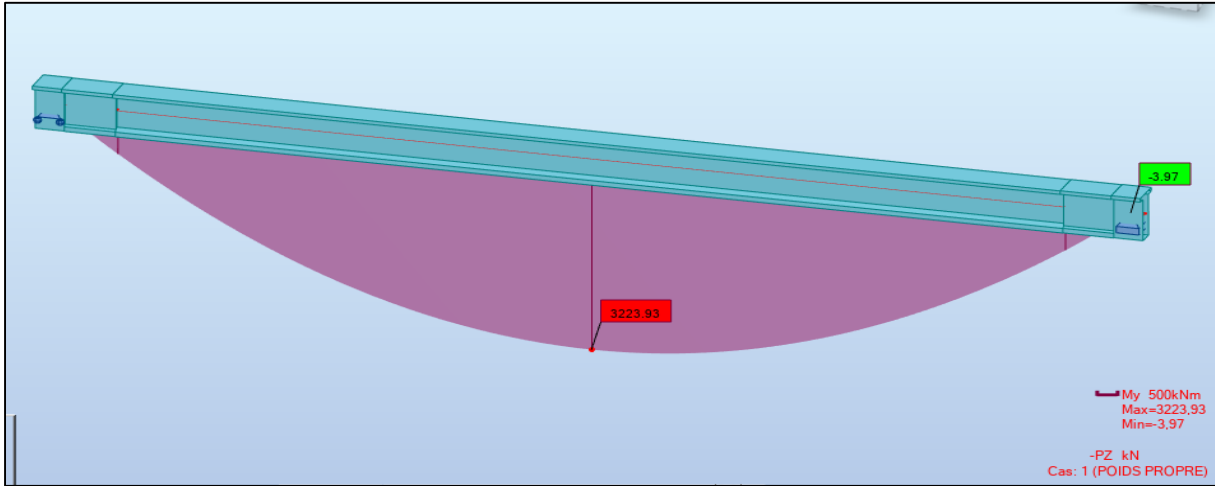


Figure VI. 14 : Moment de poids propre de la poutre.

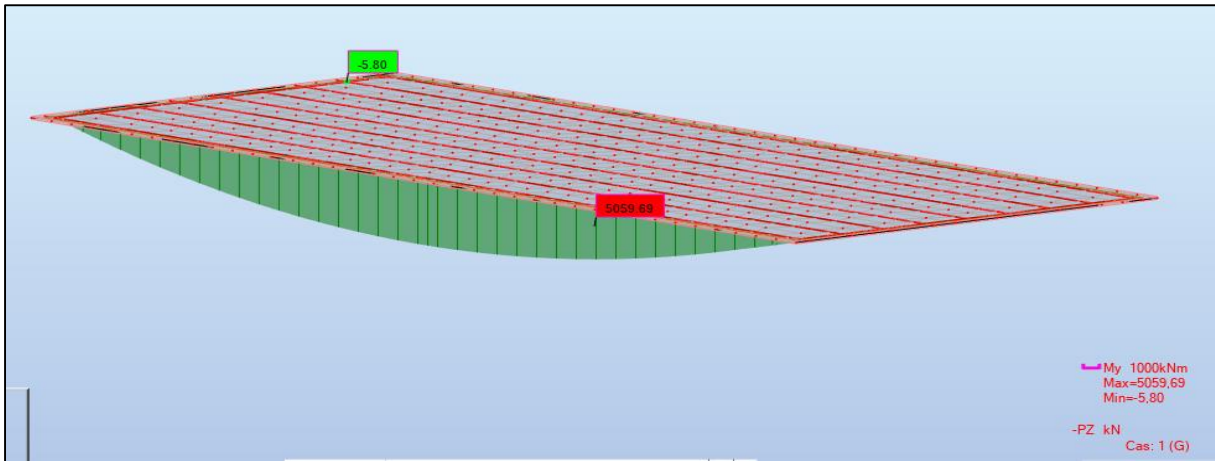


Figure VI. 15 : Moment de G (charge permanente +charges complémentaires permanentes).

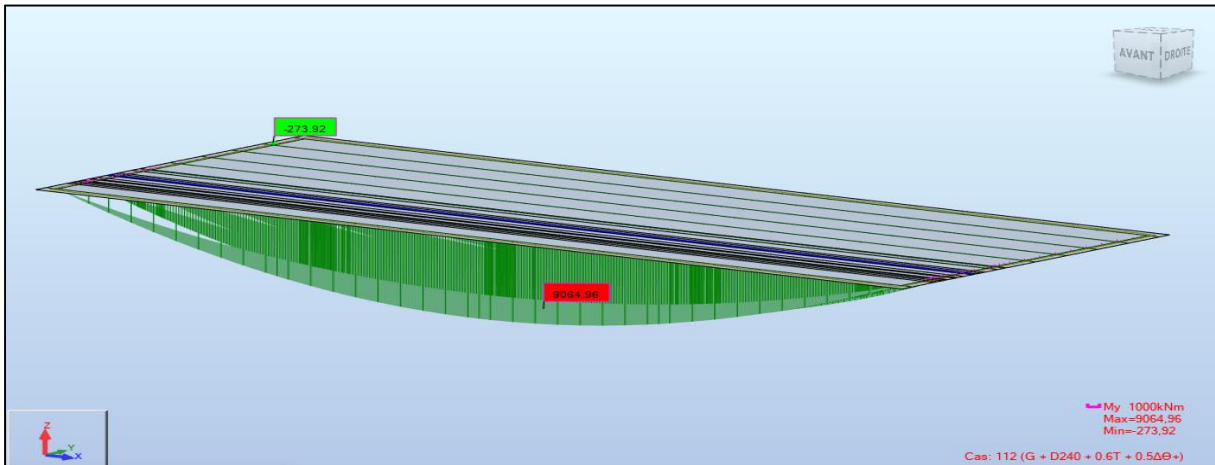


Figure VI. 16 : Moment de l'ELS max.

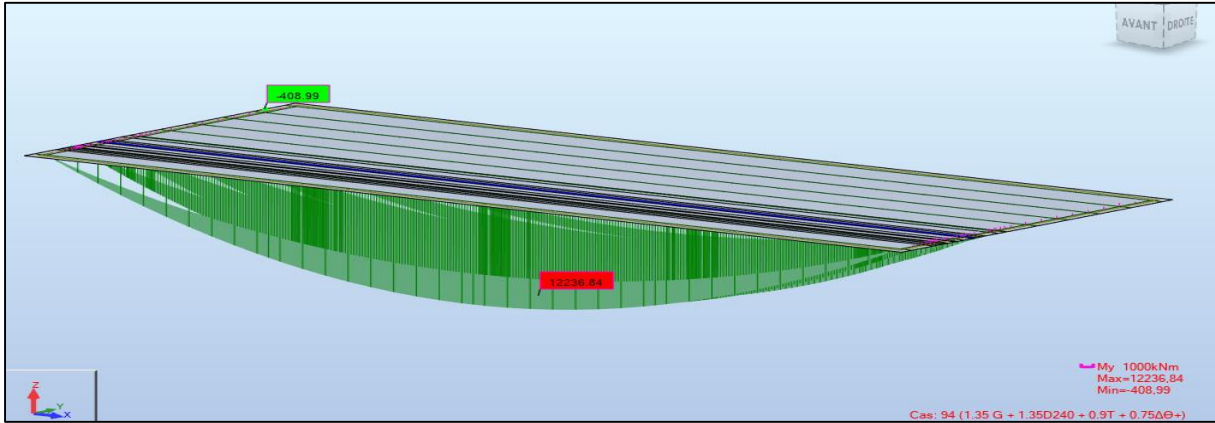


Figure VI. 17: Moment de l'ELU max.

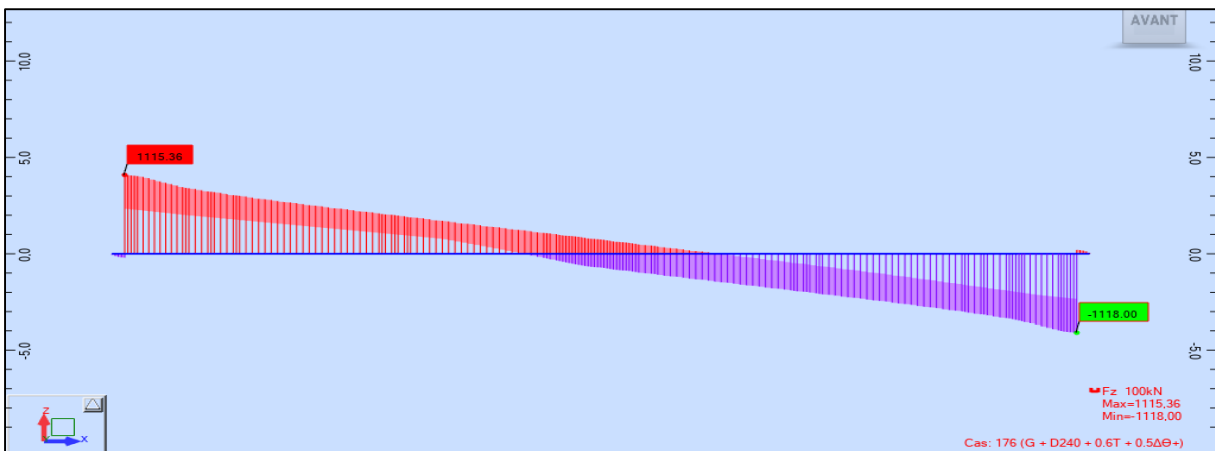


Figure VI. 18 : L'effort tranchant max à l'ELS.

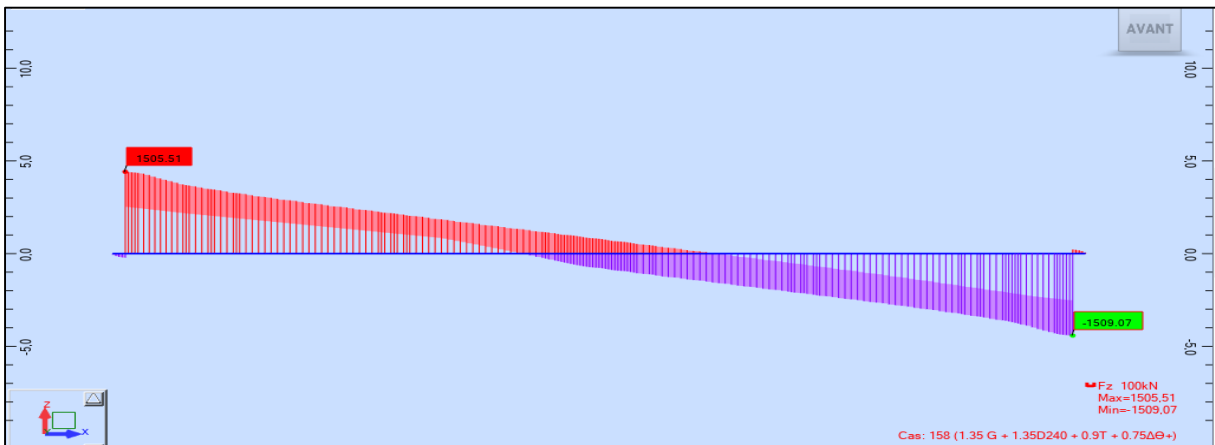
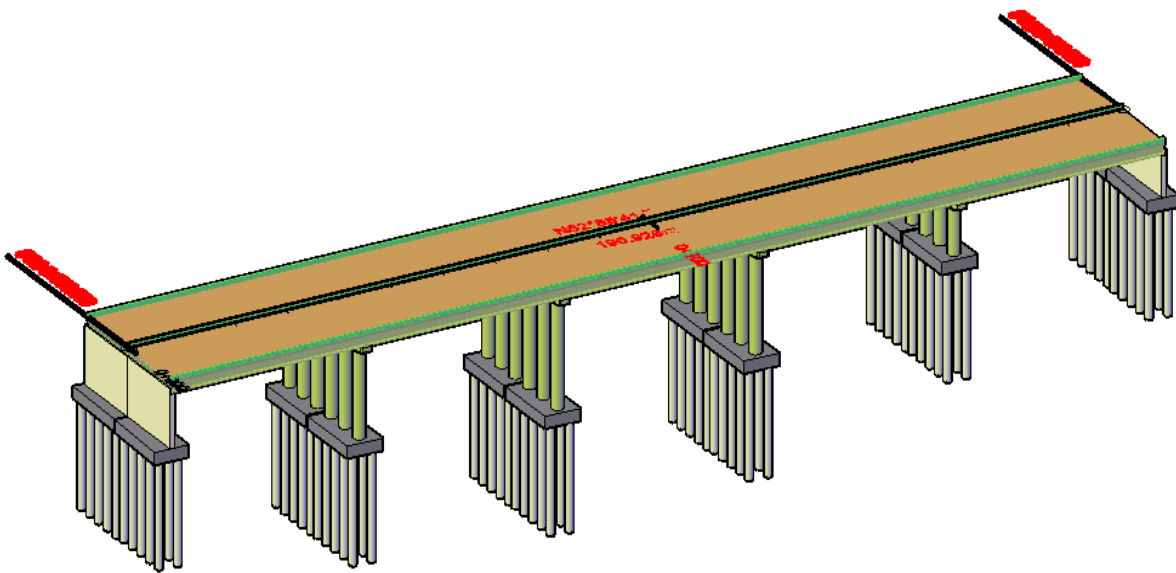


Figure VI. 19 :L'effort tranchant max à l'ELU.

VI.7. CONCLUSION

Après avoir fait l'étude transversal et longitudinal, on constate une certains différences entre ce qui été calculé manuellement et ce qui été calculée avec Robot, de ce fait on adopte celui fait par le logiciel fondé par la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE
LA PRECONTRAINTE



VII.1. INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels :

- L'excentricité e_0 définie comme étant la distance du centre de gravité de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.
- La valeur de la précontrainte P.

VII.2. DONNEES DE CALCUL

Tableau VII. 1: Donnés de l'ouvrage.

H (P)	H (P+D)	L poutre	L portée	N poutre	E dalle	Enrobage	λ	B _{TC}	B _{About}
1.95m	2.20m	38m	37m	9	0.25m	0.05m	1.80m	1.20m	0.60m

Tableau VII. 2 : Caractéristiques des câbles 12T15s.

Type de toron	T15s
Nombre toron	12
Ap 1 toron (mm ²)	150
Ap 1 Toron (m ²)	0.0015
Ap (m ²)	0.0018
F prg(MPA)	1860
Fp0(KN)	221.4
Fpeg(MPA)	1674
D gaine (m)	0.08
F (rd ⁻¹)	0.18
Φ (m ⁻¹)	0.002
g (mm)	6
μ_0	0.43
P _{1000h}	2.5
Ep(MPa)	190000
fe(MPa)	500
σ_s (MPa)	434.783

Tableau VII. 3 : Caractéristiques des sections.

	Section about		Section médiane	
	Poutre	P + dalle	Poutre	P + dalle
B (m ²)	1.270	1.720	0.750	1.200
v' (m)	1.040	1.310	1.070	1.440
v (m)	0.910	0.890	0.880	0.760
I _G (m ⁴)	0.440	0.800	0.350	0.640
ρ	0.366	0.399	0.496	0.487

Avec :

B : l'aire de la section.

v' : Distance de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité.

v : Distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité ($v = h - v'$).

I_G : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique ($\rho = \frac{I_G}{v \times v' \times B}$).

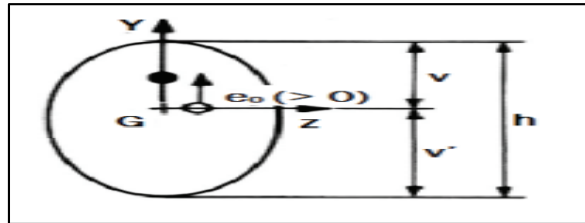


Figure VII. 1 : Les caractéristiques géométriques d'une section.

Tableau VII. 4 : Caractéristiques du béton.

$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{t28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bt1}(\text{MPa})$	$\sigma_{bt2}(\text{MPa})$
35	2.7	21	-4.05	-2.7

Avec :

$$F_{t28} = 0.6 + (0.06 * F_{c28}).$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * F_{c28}.$$

$$\sigma_{bt1} = -1.5 * F_{t28} \text{ et } \sigma_{bt2} = -F_{t28}.$$

Tableau VII. 5 : Résultat de Logiciel.

$M_{gp} (\text{MN.m})$	$M_M (\text{MN.m})$	$M_m (\text{MN.m})$	$V_M (\text{MN})$	$V_m (\text{MN})$
3.22	9.065	5.861	1.118	0.64

VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE

VII.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

Pour une section de classe II est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

Avec :

$$PI = \frac{A_c \times V \times V'}{I \times (V + V')} (M_{max} - M_{min})$$

$$PII = \frac{M_{max}}{\frac{I}{A_c + V} + V' - d'}$$

PI : représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

$d' = 0.1 * h$: La distance de l'axe de câble moyenne jusqu'à l'extrémité inférieure de la section.

A_c : aire de la section droite du béton.

M_g : moment de poids propre.

$M'g$: moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :

- Une valeur minimale (à vide) : $M_m = M_g + M'_{g} + M_{mq}$
- Une valeur maximale (en charge) : $M_M = M_g + M'_{g} + M_{Mq}$

Après l'application des formules qui sont cité au-dessus, on a conclu les résultats suivant :

Tableau VII. 6 : Valeur de P_{MIN}.

La Valeur de P _{MIN}	
PI(MN)	2.99
PII(MN)	5.70
P _{MIN} (MN)	5.70

VII.3.2. Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq P_{min} / (P_0(1 - \Delta P_0))$$

Tel que :

n : nombre de câbles.

ΔP_0 : est les pertes initiales de l'ordre 25%,

P₀ est estimé à 25 % de perte.

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer, tel que :

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

Tableau VII. 7: Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25	%	on opte 3 câbles de 12T15s
P ₀	2.66	MN	
n ≥	2.86	câbles	

VII.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 < 28j selon BAEL

$$\sigma_{bcj} = 0.6 \times F_{cj}$$

en phase d'exécution.

$$\sigma_{bt1} = -1.5 \times F_{tj}$$

hors section d'enrobage-en exécution.

$$\sigma_{bt2} = -0.7 \times F_{tj}$$

en section d'enrobage-en exécution.

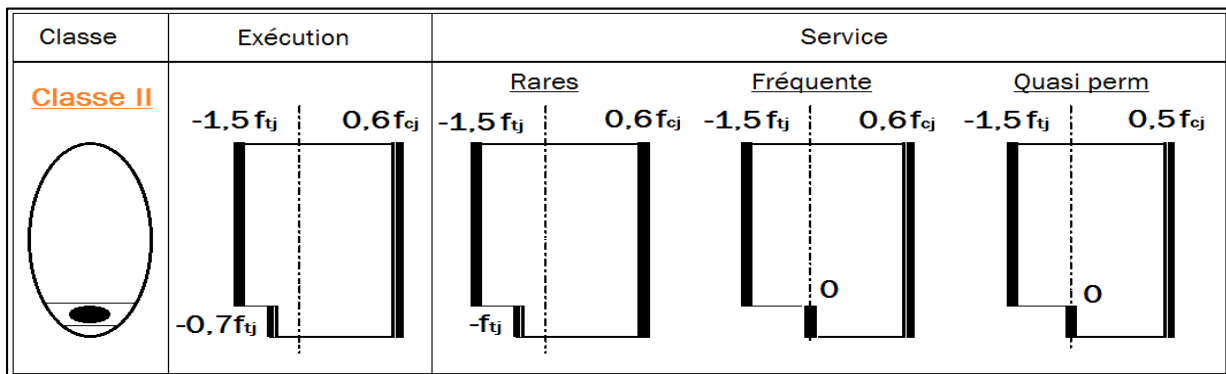


Figure VII. 2 : classe de vérification de la précontrainte.

La vérification se fait à mi- travée en 04 phases :

Tableau VII. 8 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Vérification de contrainte pour chaque phase	
Première Phase : Après 7 jours	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Après le 7^{ème} jours la mise en tension est 50 %. ❖ Les pertes considérées sont de 5%: <ul style="list-style-type: none"> $F_{c7} = 23.18 \text{ MPa}$ $F_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt1}} = - 2.99 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt2}} = - 1.39 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 13.91 \text{ MPa}$ $\Delta P = 5\%$ n câble = 3
Deuxième Phase : Après 28 jours	<ul style="list-style-type: none"> ❖ La mise en tension des câbles est à 100%. ❖ Les pertes considérées sont de 10%: <ul style="list-style-type: none"> $F_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $F_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt2}} = -1.89 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$ $\Delta P = 10 \%$ n câble = 3
Troisième Phase : Après coulage de la dalle	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Efforts dus à la deuxième phase. ❖ Poids propre de l'hourdis coulé sur place. <ul style="list-style-type: none"> $F_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $F_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt1}} = - 4.05 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt2}} = -1. 89 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$ $\Delta P = 15 \%$ n câble = 3 câbles
Quatrième Phase : En service	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Mise en tension 100%. ❖ Les pertes considérées sont de 25% : <ul style="list-style-type: none"> $F_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $F_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt1}} = - 4.05 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bt2}} = - 1.89 \text{ MPa}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$ $\Delta P = 25 \%$ n câble = 3

On a les deux formules pour les calculs des contraintes σ_{sup} et σ_{inf} pour que puissent vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt1}}$ et $\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et pour calculer les contraintes :

$$\sigma_{sup} = P/B - (P \times e_0 - M) \times v/I \text{ et } \sigma_{inf} = P/B + (P \times e_0 - M) \times v'/I$$

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

Tableau VII. 9 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	e ₀ (m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Vérifier
Phase 1	0.85	3.22	3.79	5.05	5.04	CV
Phase 2	0.85	3.22	7.17	2.33	18.36	CV
Phase 3	1.22	5.06	6.78	1.84	12.86	CV
Phase 4	1.22	9.07	5.78	7.09	1	CV

Avec :

$$e_0 = -(v^2 - d^2)$$

P = P₀ × nombre de câble x mise en tension % (1-% des pertes).

• **Interprétation**

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, tel que :

- Au niveau des fibres inférieures : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau des fibres supérieures : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

VII.4. TRACE DES CABLES DE LA PRECONTRAINT

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivre le diagramme des moments).

Pour déterminer le tracé de la précontrainte on calcule le rayon de courbure et on pourra admettre que la pente du câble est négligeable de sorte que pour une parabole de deuxième degré :

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

l : La distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

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

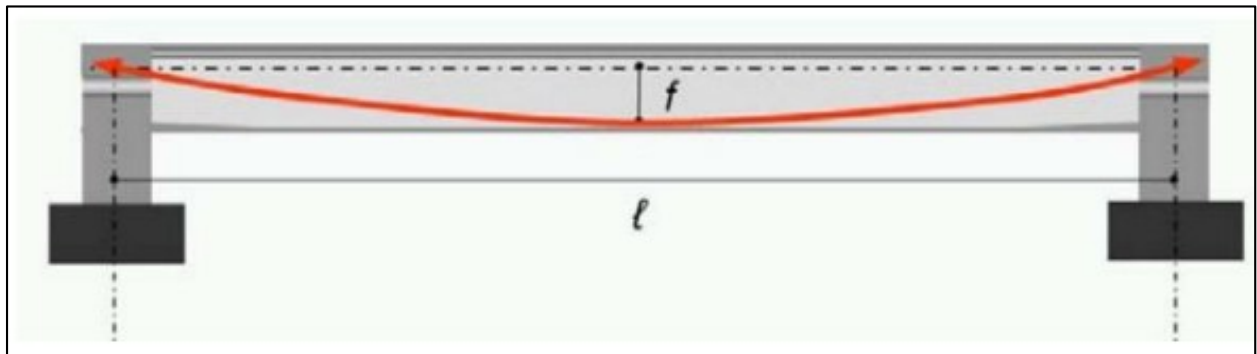


Figure VII. 3: Géométrie des câbles.

CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

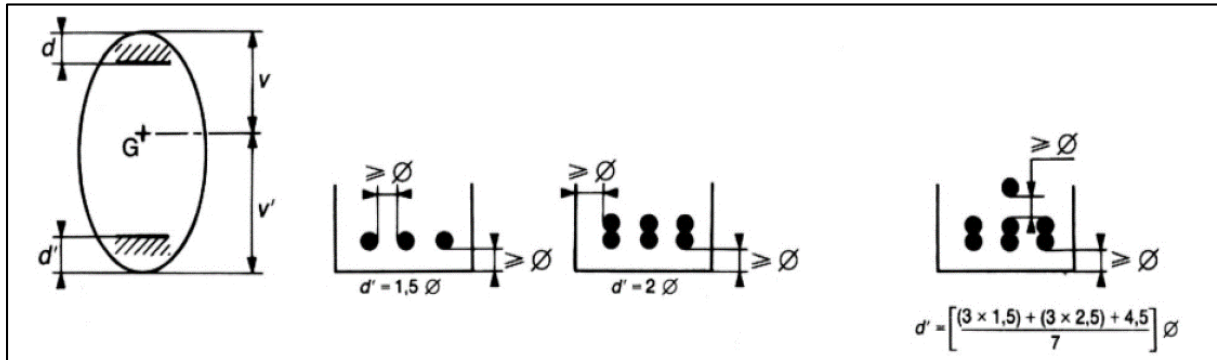


Figure VII. 4: Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

Pour les dispositions des câbles dans la section médiane :

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.36 \text{ m.}$$

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage et le câble moyen près du centre de gravité puisque

$$\mathbf{M} = \mathbf{P}^* \mathbf{e}_0 \approx \mathbf{0}$$

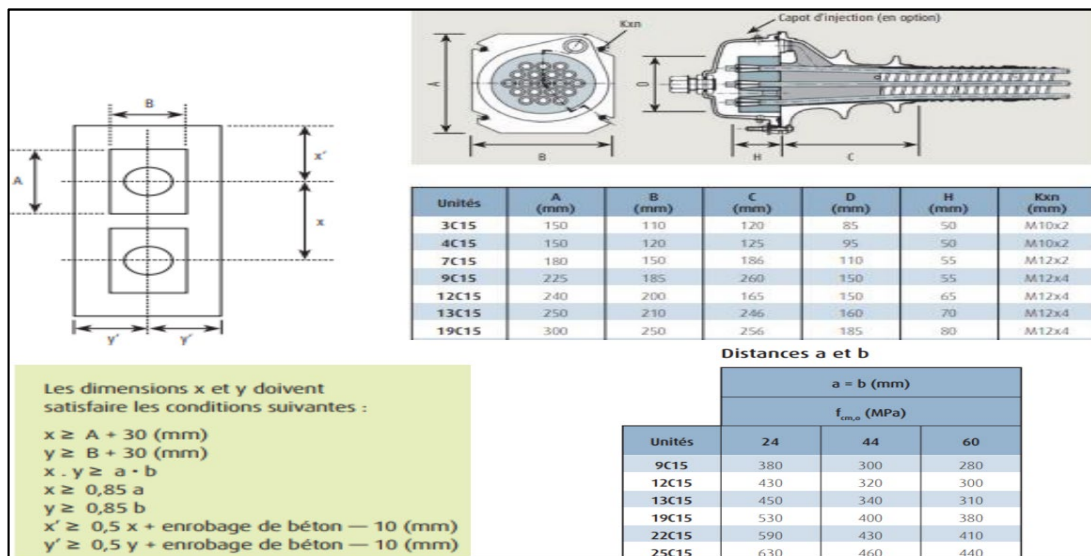


Figure VII. 5 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $\mathbf{A} \times \mathbf{B} = 240 \times 200 \text{mm}^2$.

Les dimensions x, x', y et y' doivent satisfaire les conditions suivant :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm).}$$

$$Y \geq B + 30 \text{ (mm).}$$

$$x \geq 0.85 \cdot a.$$

$$y \geq 0.85 \cdot b$$

$$x' \geq 0.5 \cdot x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ mm.}$$

$$y' \geq 0.5 \cdot x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ mm.}$$

Avec : $f_{c28} = 35\text{MPa}$; par interpolation on opte :

$a=369.5\text{ mm}$.

$x \geq 27\text{cm}$; $x \geq 31.5\text{cm}$,

On prend : $x = 35\text{ cm}$.

Tableau VII. 10: Position des câbles.

Position des câbles	Section d'about		Section médiane	
	X = 0.15		X = L/2	
	Yi(m)	Schéma	Yi(m)	Schéma
Câble 1	0.85		0.12	
Câble 2	1.20		0.20	
Câble 3	1.55		0.36	

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

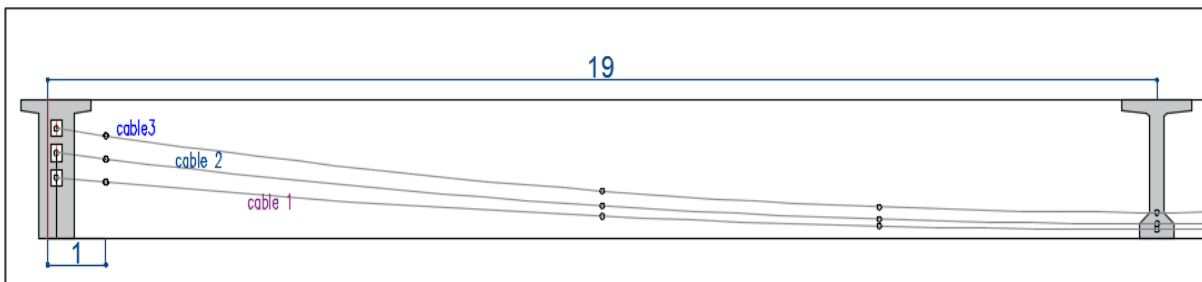


Figure VII. 6 : Trajectoire des câbles.

VII.4.1. La vérification de l'angle de relevage α selon le BPEL

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

P : Effort de précontrainte = $n \cdot P_0 (1 - \Delta P)$.

V_M : L'effort tranchant le plus défavorable.

V_m : L'effort tranchant sous poids propre.

\bar{V} : Effort tranchant limite supportée par la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times b n \times 0.8h$.

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\bar{\tau} = [0.4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)]^{1/2}$.

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = P/Bn$.

Bn : surface nette de la section d'about (poutre + dalle) : $Bn = B_{brute} - n \cdot B_{Gaine}$.

bn : largeur nette de de la section d'about (poutre + dalle) : $bn = b_0 - n \times \Phi_{Gaine}$.

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

Tableau VII. 11 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

Caractéristiques	Les valeurs
$bn(m)$	0.52
$Bn (m^2)$	1.70
$P(MN)$	5.98
$\sigma_x(MPa)$	3.51
$\bar{\tau} (MPa)$	2.59
$\bar{V} (MN)$	2.37

$$-12.08^\circ \leq \alpha \leq 30.22^\circ$$

Tableau VII. 12 : Vérification l'angle d'ancrage.

N°Câble	$\alpha_{réel}$	L'angle de relevage	Observation
Câble 1	4.33	$-12.08^\circ \leq \alpha \leq 30.22^\circ$	Vérifier
Câble 2	5.94	$-12.08^\circ \leq \alpha \leq 30.22^\circ$	Vérifier
Câble 3	7.06	$-12.08^\circ \leq \alpha \leq 30.22^\circ$	Vérifier

Tableau VII. 13 : Angle de relevage appliqué sur les trois câbles.

N°	L(m)	$\alpha_{réel}$	Yi(m)	f (m)			R(m)	B(l) rad
Câble 1	36	4.33	X=0.15m	1	19	0.65	247.60	0.073
Câble 2	36	5.94	0.85	0.77	0.12	0.90	180.81	0.10
Câble 3	36	7.06	1.55	1.43	0.36	1.07	151.95	0.118

VII.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 :

VII.5.1. Pertes instantanées

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

VII.5.1.1. Pertes par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σ_{p0} diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse «x», sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

Avec :

σ_{p0} : tension à l'origine = **1488MPa**.

β : l'angle de déviation, tel que : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{L}$.

f : coefficient de frottement en courbe = **0.18 rd⁻¹**.

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur = **0.002 m⁻¹**.

x : la distance de la section considérée (m).

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

Figure VII. 7 : Coefficient f et φ .

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

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

Les pertes par frottement pour chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 14 : Valeur des pertes dues aux frottements.

N° câble	$x=l/2(m)$	β (rad)	$f \times \beta + \varphi$	$\Delta\sigma_p(MPa)$	$\Delta\sigma_{pMoy}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pMoy}(\%)$
Câble 1	19	0.073	0.051	74.11	80.25	5.39%
Câble 2	19	0.1	0.056	80.92		
Câble 3	19	0.118	0.059	85.71		

VII.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.

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

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

Avec :

k : constante ; $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$.

g : intensité du recul d'ancrage (**6 mm**).

l : longueur de la moitié de la poutre.

Tableau VII. 15 : Valeur des pertes dues au recul d'ancrage.

N° câble	l(m)	k (m ⁻¹)	d(m)	Δσ _{g (l/2)} (MPa)	Δσ _{g(0)} (MPa)
Câble 1	19	0.0027	16.88	0	135.07
Câble 2	19	0.0029	16.13	0	141.31
Câble 3	19	0.0031	15.66	0	145.65

VII.5.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané de béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures.

Les pertes dues au raccourcissement instantané de béton sont calculées par la formule suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte parabole de béton ; } \sigma_{bi} = \frac{p}{b} + \frac{p \times e^2}{I_G} - \frac{e \times M_p}{I_G} .$$

P : effort de précontrainte, **P** = **n** × **A_p** (**σ_p** – **Δσ_{p Moy}**).

A_p : section du câble de précontrainte.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

E_{ij} : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j ; **E_{ij}** = 11000³√**f_{c28}**.

E_p : Module de Young instantané des aciers de précontrainte ; **E_p** = 190000 MPa.

Tableau VII. 16 : Valeur des pertes par déformation instantané de béton.

Désignation	La valeur
	X = l/2
M _p (MN.m)	3.22
P(MN)	7.60
E _{ij} (MPa)	35981.73
B (m ²)	0.75
e(m)	0.843
I _G (m ⁴)	0.35
Nombre de câble	3
σ _{bi}	17.62
Δσ _G (MPa)	46.52
Δσ _e (%)	3.13

VII.5.2. Pertes différées

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 :

VII.5.2.1. Perte due au retrait du béton

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.

La perte due au retrait du béton est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$$

Avec :

ϵ_r : retrait finale qui dépend de la zone, pour notre cas c'est la **zone A (climat humide)**

$$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

Tableau VII. 17 : Valeur des pertes par retrait du béton.

Désignation	La valeur
Er	2×10^{-4}
Ep (MPa)	190000
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	38
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.55

VII.5.2.2. Perte due au 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 due au fluage du béton est calculée par la formule suivant :

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

Avec :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

Tableau VII. 18 : Valeur des pertes par fluage du béton.

Designation	La Valeur
	x = l/2
P = n _{cable} × P ₀ (1 - (Δσ instantanés) (MN)	7.29
e = v'-moy (ei) (m)	1.21
Mp (MN.m)	5.861
B (m ²)	1.20
σ _{bi}	11.74
Δσ _{fl} (MPa)	154.96
Δσ _{fl} (%)	10.41

VII.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 par relaxation est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h (2.5%).

μ_0 : coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VII. 19 : Valeur des pertes par relaxation du béton.

Désignation	La valeur
	$x = 1/2$
ρ_{1000} (%)	2.5%
μ_0	0.43
σ_{pi} (MPa)	1361.23
f_{prg} (MPa)	1860
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	61.63
$\Delta\sigma_p$ (%)	4.14

VII.6. 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 :

$$\Delta\sigma_{\text{déf}} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\Delta\sigma_p$$

Tableau VII. 20 : Valeur des pertes totales.

Désignation	La valeur	
	MPa	%
Les pertes instantanées : $\Delta\sigma_{\text{insta}} = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$	126.77	8.52
Les pertes différées : $\Delta\sigma_{\text{déf}} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6\Delta\sigma_p$	244.32	16.42
Les pertes totales : $\Delta\sigma_{\text{total}} = \Delta\sigma_{\text{déf}} + \Delta\sigma_{\text{insta}}$	371.09	24.94

On constate que le pourcentage des pertes à long terme que nous avons trouvé 24.94% ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Donc le nombre de câbles est bien vérifié et est égal à 3 câbles de 12T15s.

VII.7. 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.

VII.7.1. Les sections de vérification

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normales et une section au niveau de l'appui ($x = 0.5$) pour la vérification des contraintes Tangentielles.

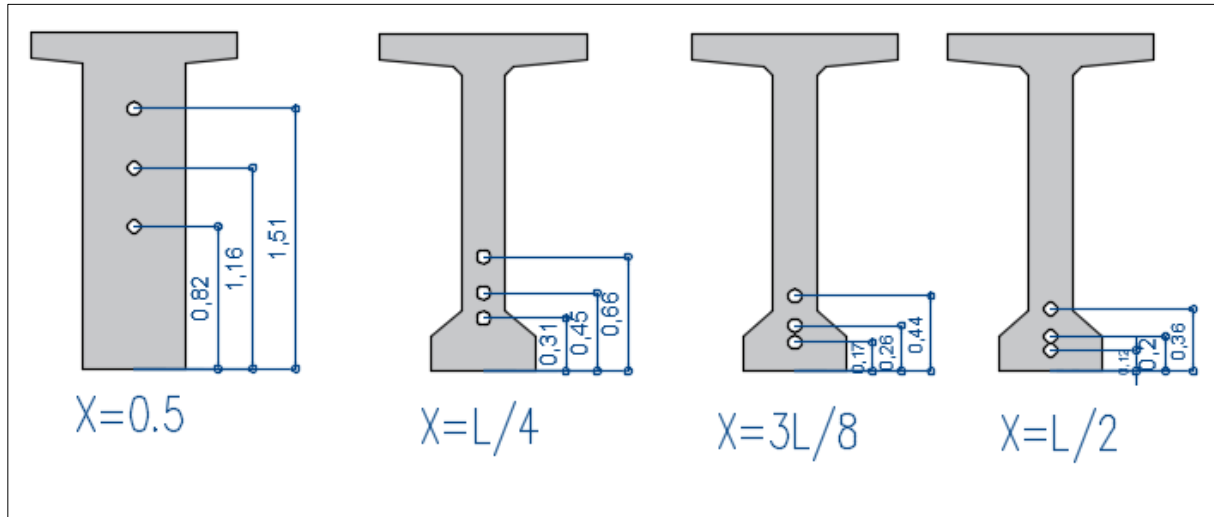


Figure VII. 8 : Les sections de vérification.

VII.7.2. Les caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec réduction 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 2018.

Tableau VII. 21: Caractéristiques nettes des sections.

	X=0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
H (m)	1.95	2.2	1.95	2.2	1.95	2.2	1.95	2.2
B_{nette} (m²)	1.25	1.7	0.74	1.19	0.74	1.19	0.74	1.19
v_n (m)	0.91	0.88	0.87	0.74	0.87	0.74	0.87	0.74
v'n (m)	1.04	1.32	1.08	1.46	1.08	1.46	1.08	1.46
In_G (m⁴)	0.44	0.8	0.34	0.62	0.34	0.62	0.34	0.61
ρ (%)	37.19	40.51	48.9	48.22	48.9	48.22	48.9	47.45

VII.7.3. Justification de la poutre à ELS

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 tel que :

$$P_1 = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times \Delta P.$$

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P.$$

Avec :

ΔP : les pertes de tension pour chaque phase.

$$P_0 = 2.66 \text{ MN.}$$

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

	N câblé	% Mt	ΔP (%)	P1 (MN)	P2 (MN)	d _{x=0.5} (m)	d _{x=L/4} (m)	d _{x=3L/8} (m)	d _{x=L/2} (m)
Phase 1	3	50	4.26	3.93	3.70	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 2	3	100	8.52	7.59	7	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 3	3	100	12.62	7.33	6.60	1.16	0.47	0.29	0.23
Phase 4	3	100	24.94	6.54	5.43	1.16	0.47	0.29	0.23

Avec :

Phase 1 : au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de **50% des pertes instantanées**.

Phase 2 : au 28ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de **100% des pertes instantanées**.

Phase 3 : les câbles ont consommé la **totalité des pertes instantanées et 75% des pertes différées**.

Phase 4 : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la **totalité des pertes**.

VII.7.4. Justification des contraintes normales à ELS

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 : $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 + M}{I_n} y$$

Tel que :

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette de la section considérée.

I_n : inertie nette de la section considérée.

e₀ : 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 VII. 23 : Vérification des contraintes normales de Phases 1 et 2.

		Phase 1	Phase 2
		X=L/2	X=L/2
e(m)		0.85	0.85
M_{ELS}(MN.m)		3.22	3.22
P₁(MN)		3.93	7.59
P₂(MN)		3.70	7
σ_{MAX}(MPa)	σ_{sup}	4.97	1.93
σ_{MIN}(MPa)	σ_{sup}	5.16	2.42

Tableau VII. 24 : Vérification des contraintes normales de Phases 3 et 4.

		Phase 3	Phase 4
		X=L/2	X=L/2
e(m)		1.23	1.23
M_{ELS}(MN.m)		5.06	9.06
P₁(MN)		7.33	6.54
P₂(MN)		6.6	5.43
σ_{MAX}(MPa)	σ_{sup}	1.33	6.71
σ_{MIN}(MPa)	σ_{sup}	1.81	7.44

VII.7.5. Détermination de la contrainte normale

La contrainte normale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{Avec : } P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

Tableau VII. 25 : Effort de la précontrainte.

		P cos α	P sin α
P1	1,99	1,99	0,15
P2	1,99	1,98	0,21
P3	1,99	1,98	0,25
Somme		5,95	0,60

VII.7.6. Détermination de la contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad \text{Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$$

Tel que :

V_{red} : effort tranchant réduit.

S_n : 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, celle de la poutre + dalle).

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 26 : Contrainte tangentielle.

B_n (m ²)	σ_x (MPa)	τ₁ (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m ³)	b_n (m ²)	I_n (m ⁴)	τ (MPa)	b_n (m)
1.70	3.5	2.33	1.118	0.516	0.61	0.52	0.80	0.76	0.52

On constate que :

- **σ_x < 0.4 f_{cj}** on a : **τ₁ < τ₂.**
- **τ = 0.76 MPa ≤ τ₁ = 2.33 MPa.**

Donc les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à l'ELS.

VII.7.7. Justification de la poutre à 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.

VII.7.7.1. Vérification des bielles comprimées

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Avec : } \beta_u \geq 30^\circ$$

Tel que :

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales.

$$\sigma_x = P/B_n.$$

$$\tau_u : \text{contrainte tangentielle ultime, } \tau_u = \frac{V_{n,\text{red}} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}.$$

V_{ult} : L'effort tranchant max.

Tableau VII. 27 : Détermination de β_u .

B_n (m^2)	S_n (m^3)	b_n (m^2)	I_n (m^4)	V_{ult} (MN)	V_{red} (MN)	σ_x (MPa)	τ_u (MPa)	β_u ($^\circ$)
1.70	0.61	0.52	0.80	1.51	0.91	3.5	1.33	18.63

On remarque : $\beta_u = 18.63^\circ < 30^\circ$ n'est pas vérifiée donc on prend $\beta_u = 30^\circ$.

$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \leq f_c 28/6 = 5.83 \text{ MPa}$, ce qui vérifiée.

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times Y} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg}(\beta_u)$$

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.

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

b_n : largeur nette de la section d'appuis.

$$\text{On a : } \frac{A_t}{s_t} \geq 2.97 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Nous retiendrons donc un cadre HA10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi-travée.

- **Section minimale**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.70 \text{ MPa} ; b_n = 0.52 \text{ m} ; \gamma_s = 1.15$$

$$A_{min} = 27.32 \text{ cm}^2.$$

VII.8. ARMATURES PASSIFS DES POUTRES

VII.8.1. Armatures passives de zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (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 :

B_t : aire de la section du béton en traction.

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

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où :

- **Application numérique**

$$A_s = \frac{0.16}{1000} + \left(\frac{0.11}{500} \times \frac{2.7}{0.66} \right)$$

$A_s=6.70 \text{ cm}^2$.

On prend : $4\text{HA}16=8.04 \text{ cm}^2$.

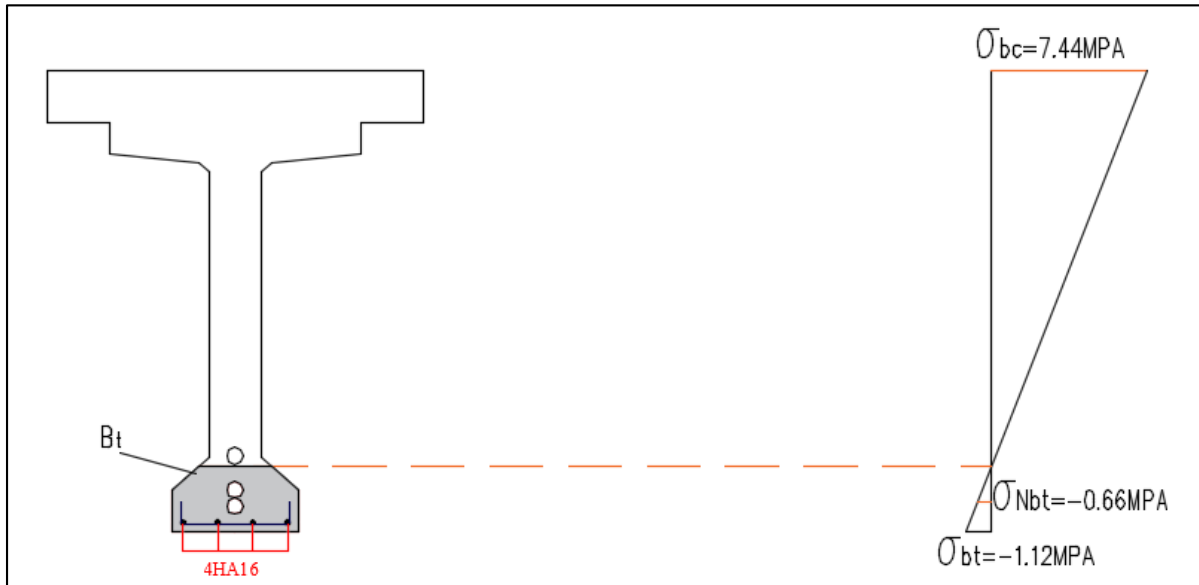


Figure VII. 9 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.

VII.8.2. Armature de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm. Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous :

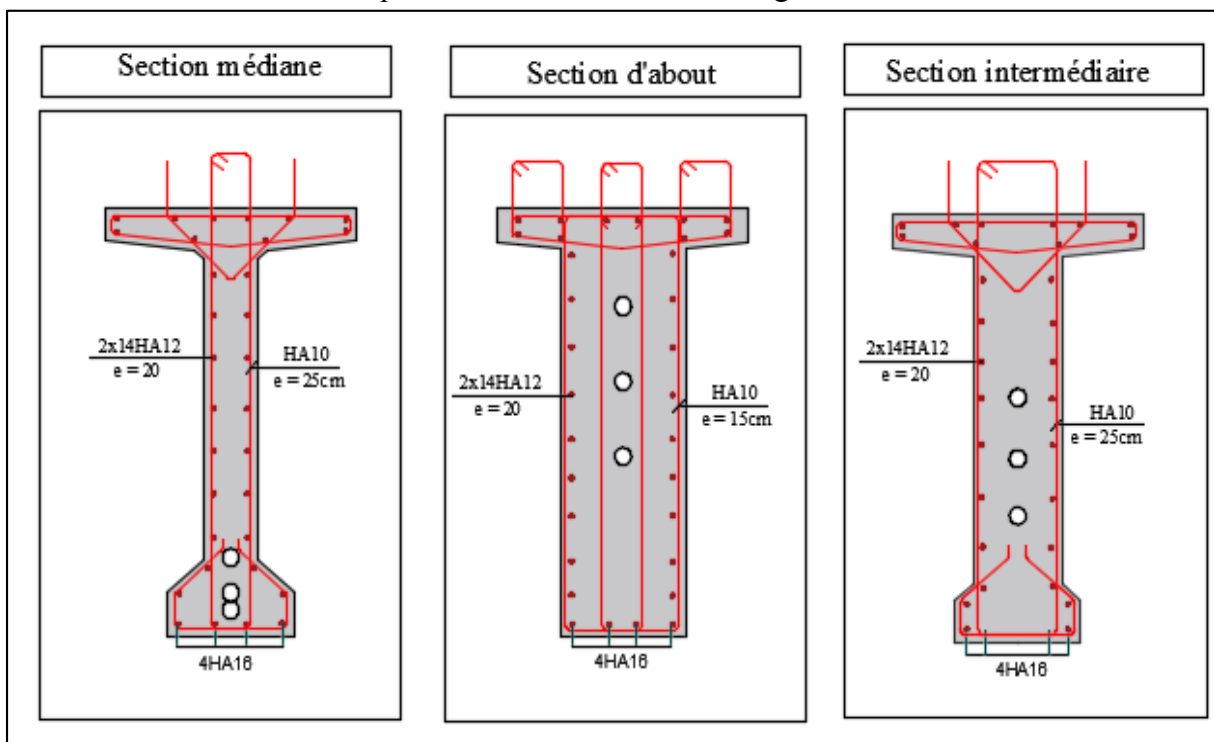


Figure VII. 10 : Ferrailage de la poutre.

VII.8.3. Renforcement de la section d’about

En utilisant le tableau ci-dessous (Tableau de Fressynet), le ferrailage de renforcement de la section d’about se fait par :

- 3 cadres équivalents de HA14 avec un espacement de 12 cm.
- 4 cadres (pour le ferrailage complémentaires) de HA16 avec un espacement de 14 cm.

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Figure VII. 11 : Tableau de Fressynet.

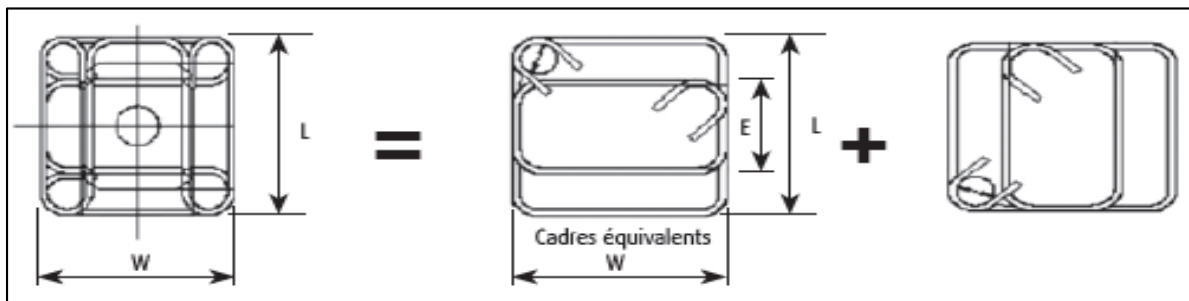


Figure VII. 12 : Cadre équivalent.

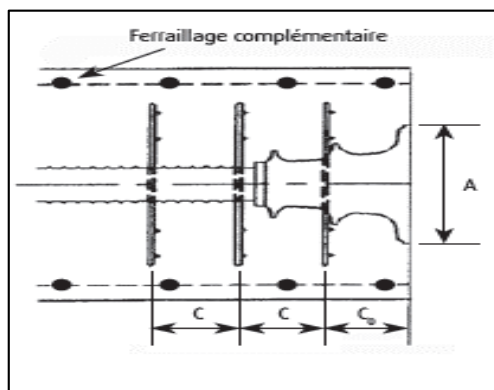
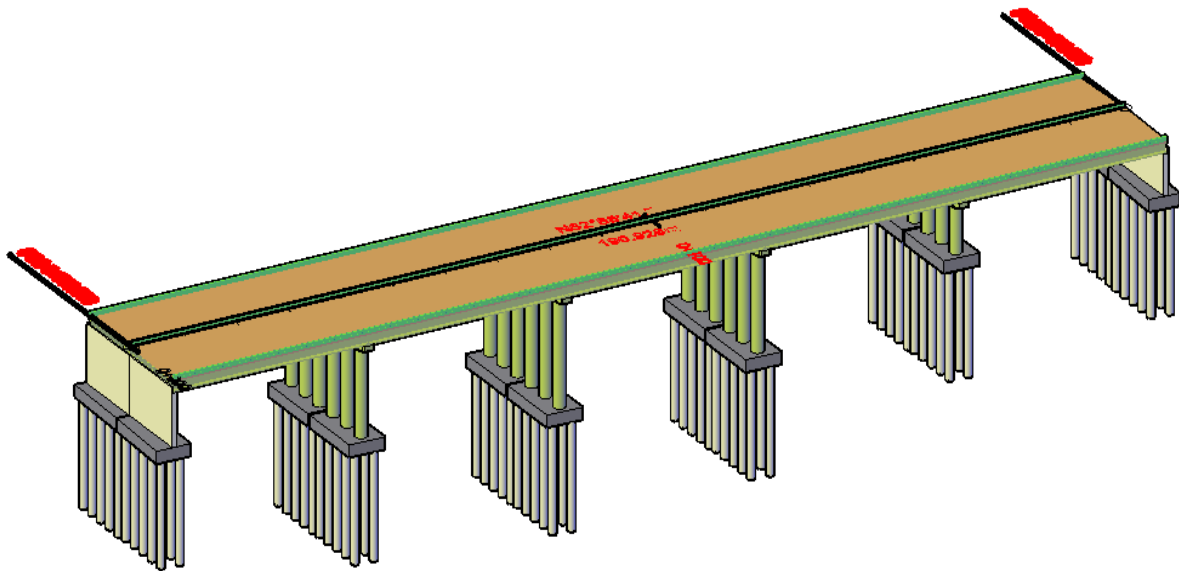


Figure VII. 13: Ferrailage complémentaire.

VII.9. 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 par les règles de dimensionnement.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER



VIII.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons traiter l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

VIII.2.CALCUL DES DEFORMATIONS

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, au charges d'exploitation, d'autre part la mise en précontrainte.

La déformation finale de la poutre donnée par la formule suivante :

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C$$

VIII.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 répartie.

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

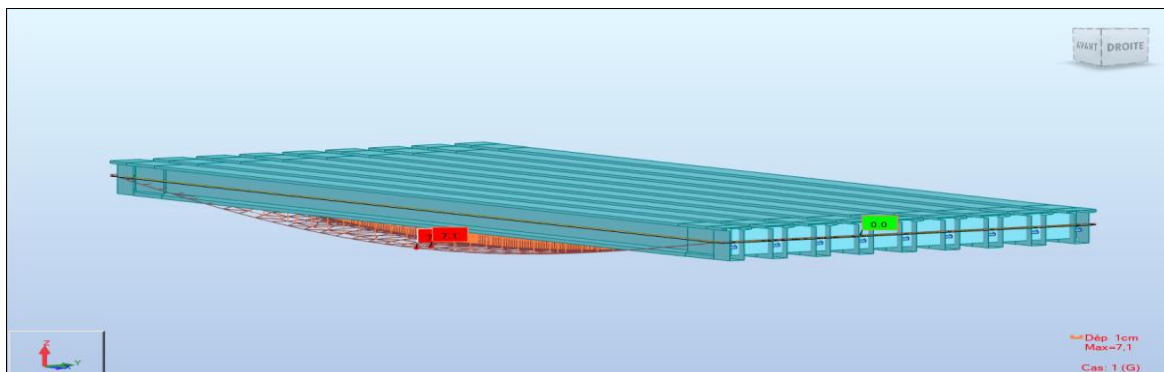


Figure VIII. 1: Flèche max de la poutre due à poids propre (G).

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 7.1 cm.

$$f_G = 7.1 \text{ cm.}$$

VIII.2.2. Contre flèche de précontrainte

VIII.2.2.1. Données de calcul

$P_{\text{Câble moy}} = 7.59 \text{ MN}$ (mise en tension a 100 %).

$e_0 = - 12 \text{ cm}$ et $e_1 = 85 \text{ cm}$.

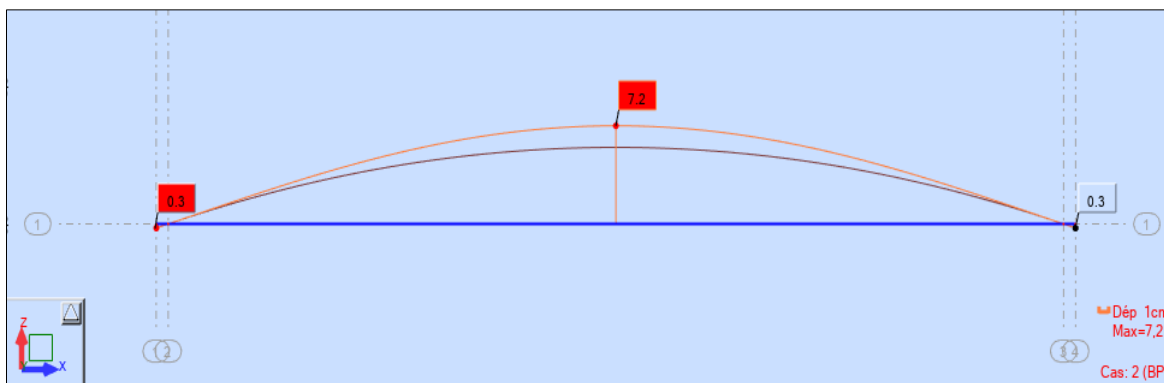


Figure VIII. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 7.2 cm.

$$f_p = - 7.2 \text{ cm.}$$

VIII.2.3. Flèche maximale à ELS

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

$$G + D_{240} + 0,6 T + 0,5 \Delta\emptyset$$

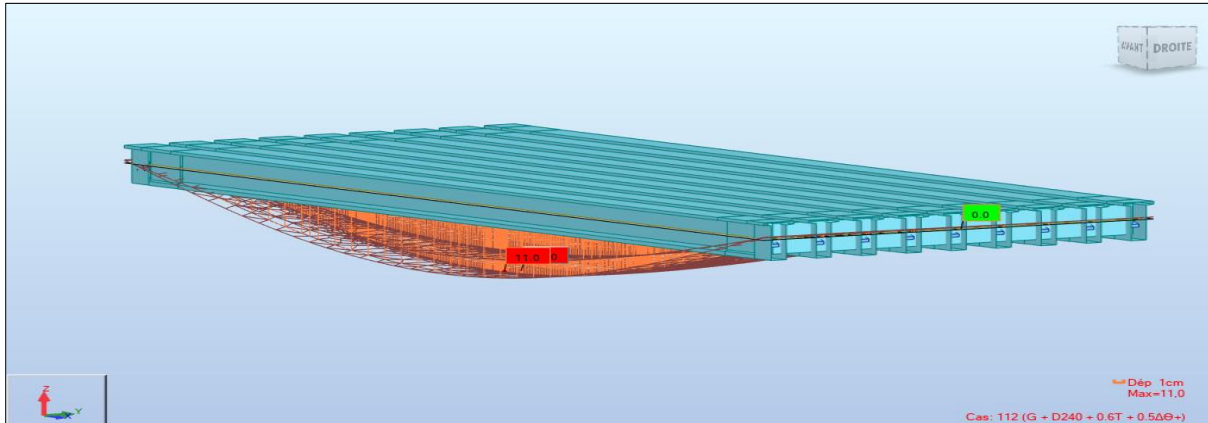


Figure VIII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 11 cm.

$$f_{ELS} = 11 \text{ cm.}$$

VIII.2.4. Flèche due à la construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-7.2| - 7.1) = 0.075 \text{ cm}$$

$$f_c = 0.075 \text{ cm.}$$

VIII.2.5. Flèche totale

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

$$f_{tot} = f_{ELS} + f_{p+} + f_c = 11 + (-7.2) + 0.075$$

$$f_{tot} = 3.875 \text{ cm.}$$

La flèche admissible est de $L/500$,

Où :

L est la longueur de la travée. Donc : $38/500 = 7.60 \text{ cm.}$

La condition : $f = 3.875 \text{ cm} \leq f_{adm} = 7.60 \text{ cm.}$

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

VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1. Principe de ferrailage

Il est vrai que ces entretoises d'appui solidarisent la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui, ces derniers les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté (ou en caoutchouc fretté), leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent

souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à l'aide des vérins, c'est pourquoi on l'appelle l'opération du vérinage. Des vérins sont placés sur la tête des appuis tels que le chevêtre et sous les entretoises comme d'appui, ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. De nos jours des bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et pour éviter le poinçonnement des appuis.

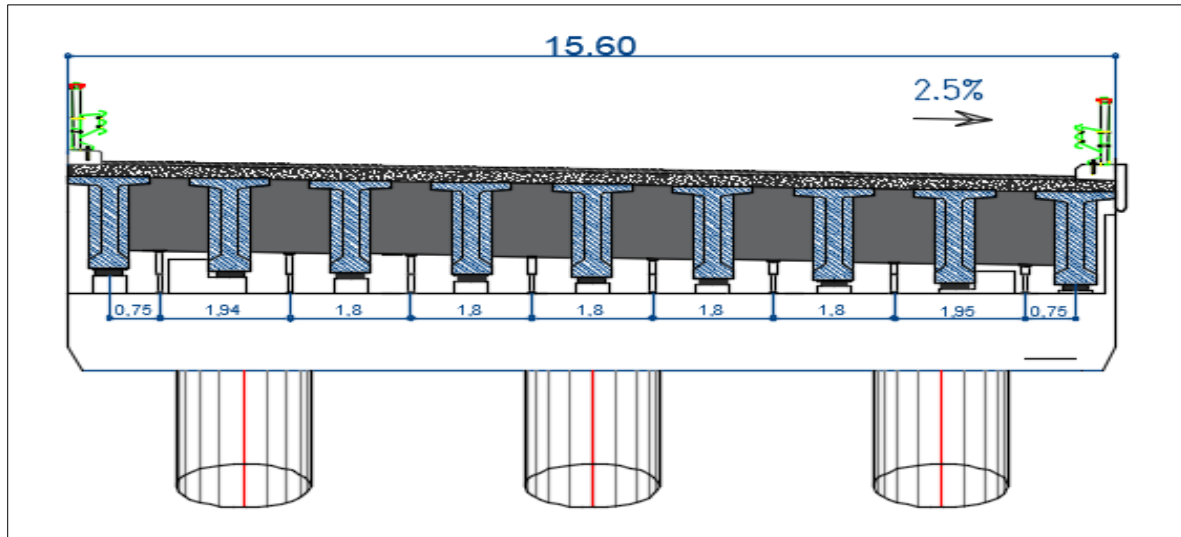


Figure VIII. 4 : La position des vérins.

VIII.3.2. Evaluations des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 15.60 m reposant sur huit appuis supporte une charge uniformément répartie (le poids de l'entretoise G entretoise=5.6 KN/ml) et des charges concentrées représenter le poids de la poutre, la dalle et de compléments de charges permanente ($G=1348.70$ KN).

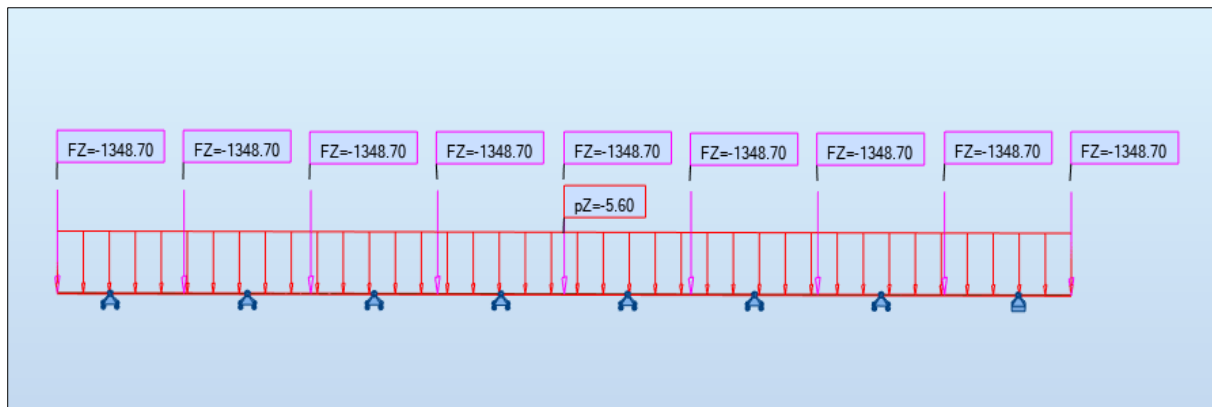


Figure VIII. 5 : Modalisation de l'entretoise.

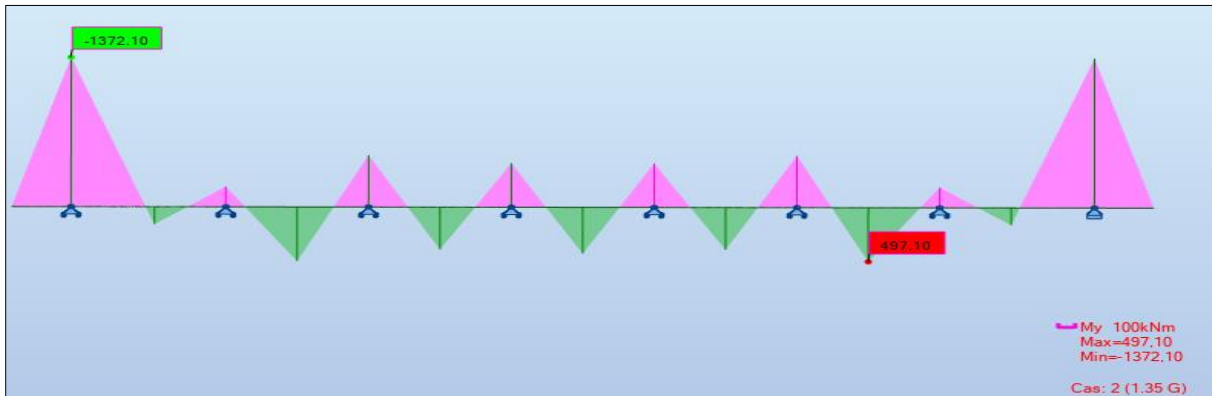


Figure VIII. 6 : Diagramme des moments sous G à l'ELU.

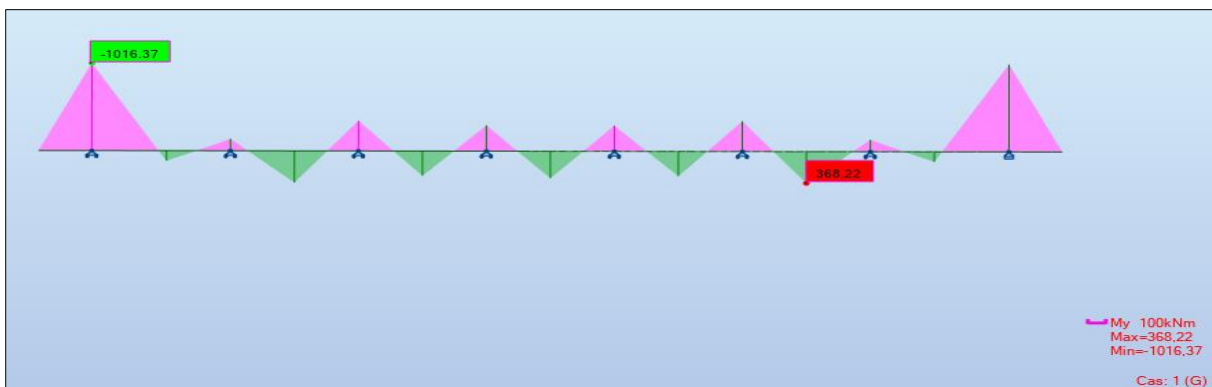


Figure VIII. 7 : Diagramme des moments sous G à l'ELS.

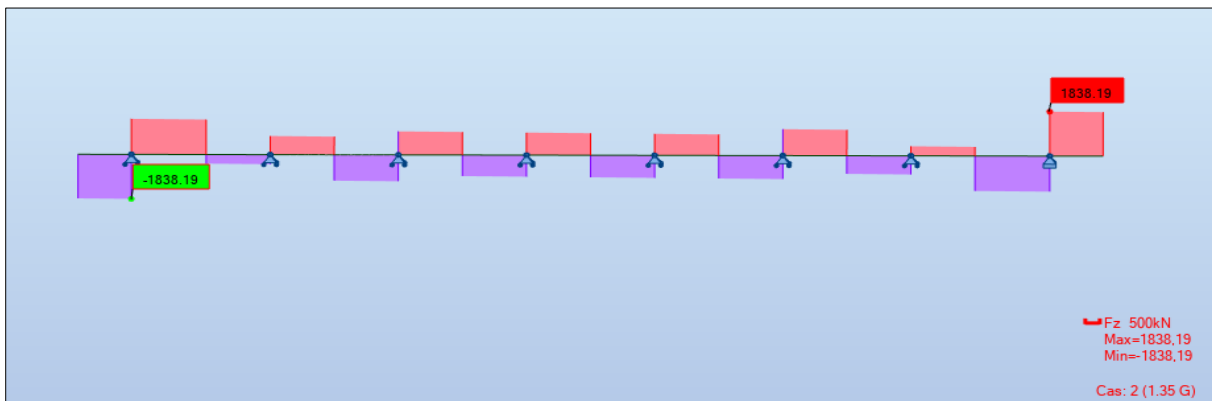


Figure VIII. 8 : Diagramme d'effort tranchant de l'entretoise.

VIII.3.3. Ferrailage de l'entretoise

Le ferrailage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 1: Ferrailage de l'entretoise.

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	22.2	8 HA20	15
Longitudinales inférieures	7.8	4 HA16	15
Armatures transversales	2.70	HA12	15
Armatures de peau	≥3cm ² /ml	HA12	15

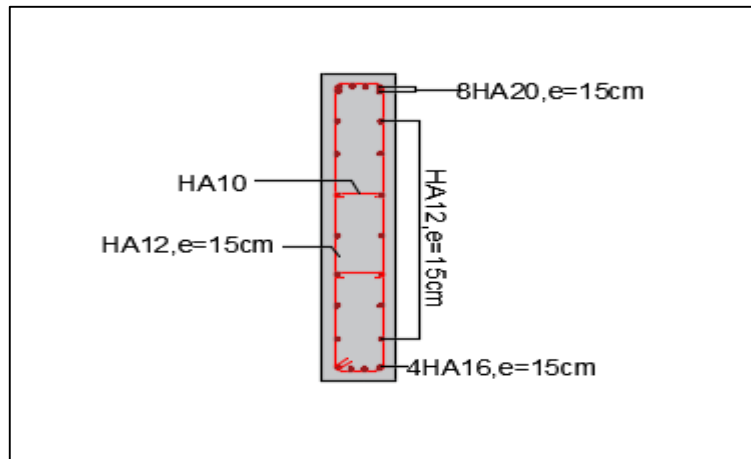


Figure VIII. 9: Ferrailage de l'entretoise.

VIII.4. Etude de l'hourdis

L'hourdis est un élément mince qui est sollicité dans les deux directions longitudinales et transversales. La réponse longitudinale des sollicitations dues au chargement et au poids propre de cette dalle étant assurée par les éléments porteurs longitudinaux (les poutres) reste la réponse transversale qui sera reprise par cette dalle.

Donc, c'est un élément adoptant un comportement unidirectionnel. Ainsi dans ce chapitre, on calculera le ferrailage nécessaire à la reprise des efforts transversaux.

VIII.4.1. Ferrailage sous la flexion transversale

VIII.4.1.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément barre de section ($0.25\text{m} \times 15.60\text{m}$) dont la largeur est prise égale à 1 m repose sur 9 appuis, Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions déjà définies.

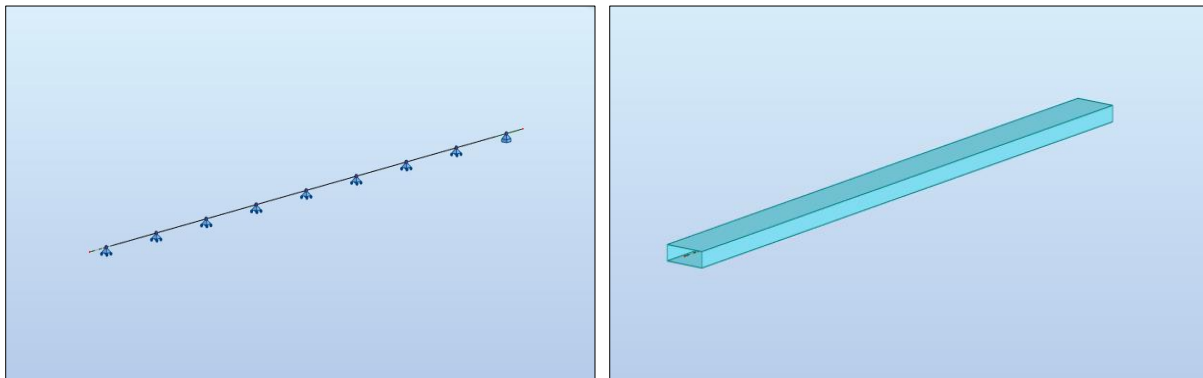


Figure VIII. 10: la modélisation de l'hourdis.

VIII.4.1.2. Evaluation des efforts

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).

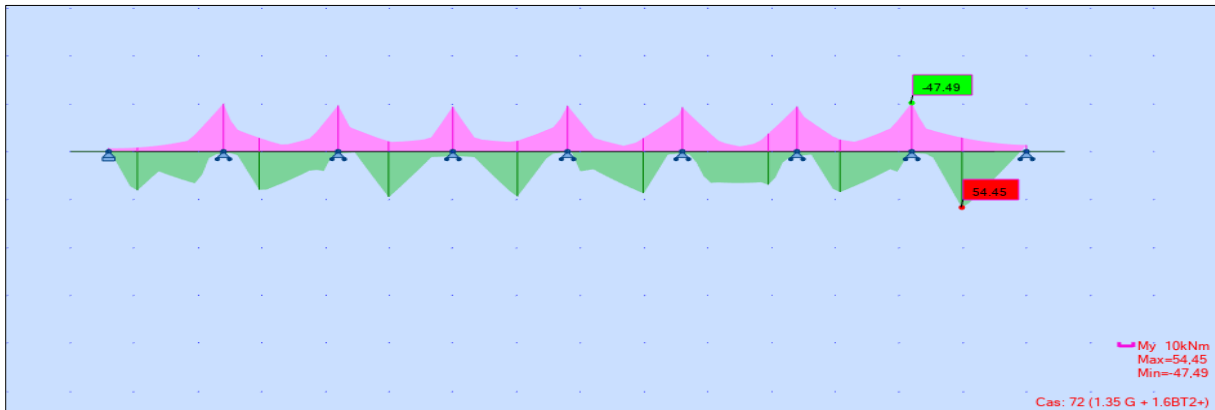


Figure VIII. 11: Diagramme des à moments sous 1.35G + 1.6 Bt₂ l'ELU.

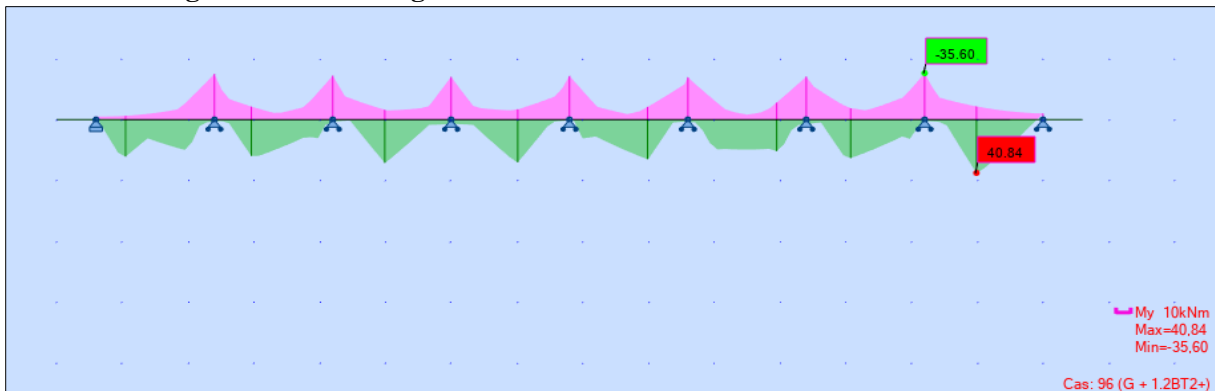


Figure VIII. 12: Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt₂ à l'ELS.

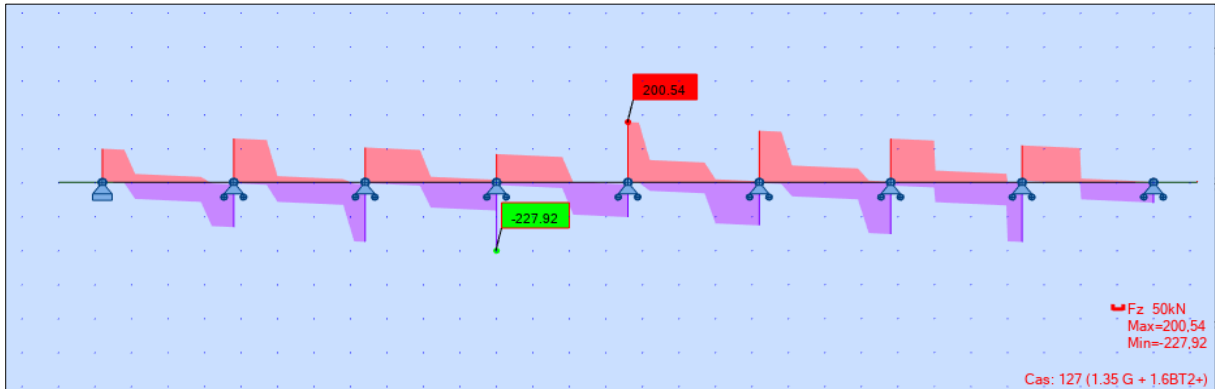


Figure VIII. 13: Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt₂ à l'ELS.

VIII.4.1.3. Ferrailage de la dalle

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

- Fibre supérieure : $M_{ELU} = 47.49 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{ELU} = 54.45 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELS} = 35.60 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure : $M_{ELS} = 40.84 \text{ KN.m}$

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

- **Ferraillage nappe supérieure (Sur appui)**

Armatures transversale : $A_s = 5.6 \text{ cm}^2$:

On opte pour $3\text{HA}14 (4.61 \text{ cm}^2) + 2\text{HA}12 (2.26\text{cm}^2) = (A_s = 6.87 \text{ cm}^2)$; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 5 cm.

Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm, enrobage C = 5cm.

- **Ferraillage nappe inférieure (à mi travée)**

Armatures transversale $A_s = 6.5 \text{ cm}^2$

On opte pour $5\text{HA}16 = (A_s + 10.04\text{cm}^2)$; avec un espacement de 20 cm ; enrobage = 5 cm.

Armatures longitudinale de construction (sens des poutres) :

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm, enrobage C = 5cm.

Tableau VIII. 2: Ferraillage de l'hourdis.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales	
	A_s (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	5.6	3HA14+2HA12	20	HA12	20
Inférieure	6.5	5HA16	20	HA12	20

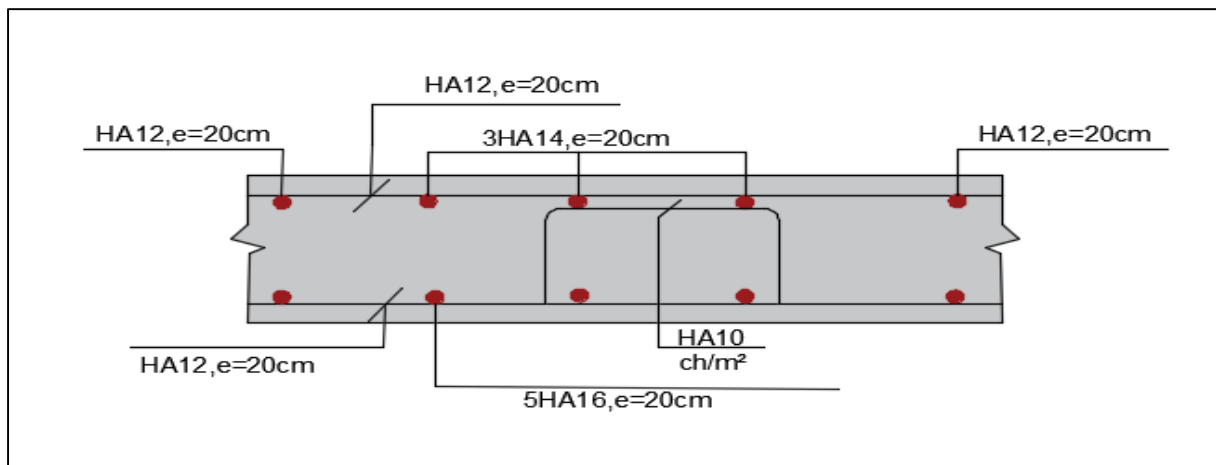
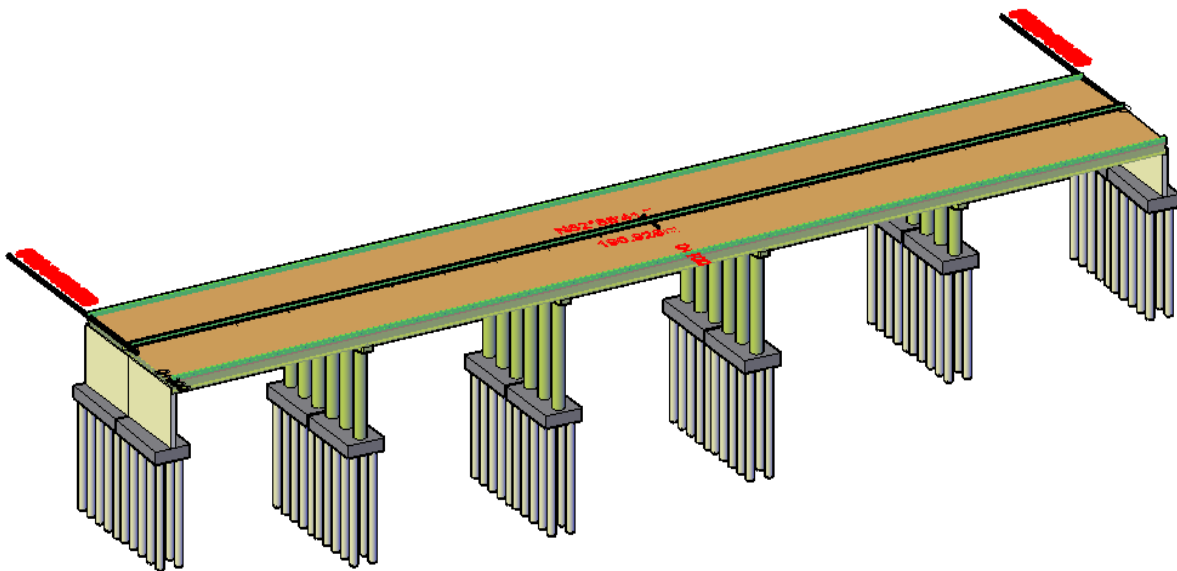


Figure VIII. 14 : Ferraillage de l'hourdis.

VIII.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu dimensionner l'hourdis du pont ainsi l'entretoise, en déterminant les sollicitations les plus défavorables, à l'aide d'un logiciel de calcul automatique.

CHAPITRE IX : ETUDE DES EQUIPEMENTS



IX.1. INTRODUCTION

Les équipements, souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : la durabilité, le bon fonctionnement de l'ouvrage et le confort des usagers. Parmi ces équipements nous citons : le garde-corps, les appareils et les dés d'appui, les joints de chaussée et les systèmes d'évacuation des eaux. Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux :

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...etc.

Dans le présent chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (la pile et la culée), ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

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

Pour notre Travail, on a opté pour **des appareils d'appuis en élastomère frétés type B** qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

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

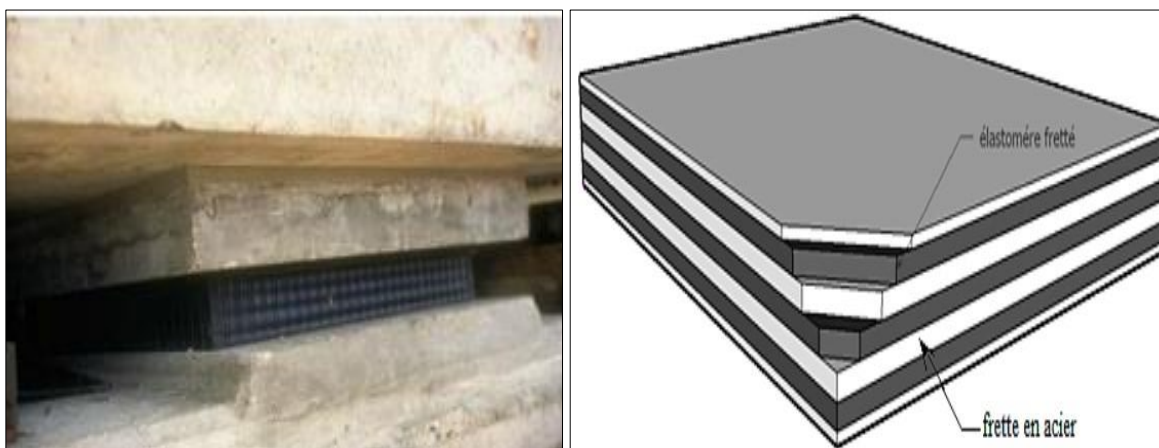


Figure IX. 1: Appareil d'appui en élastomère fretté type B.

IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Selon le guide SETRA les appareils d'appuis type B 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 mm** et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de **2.5 mm**.

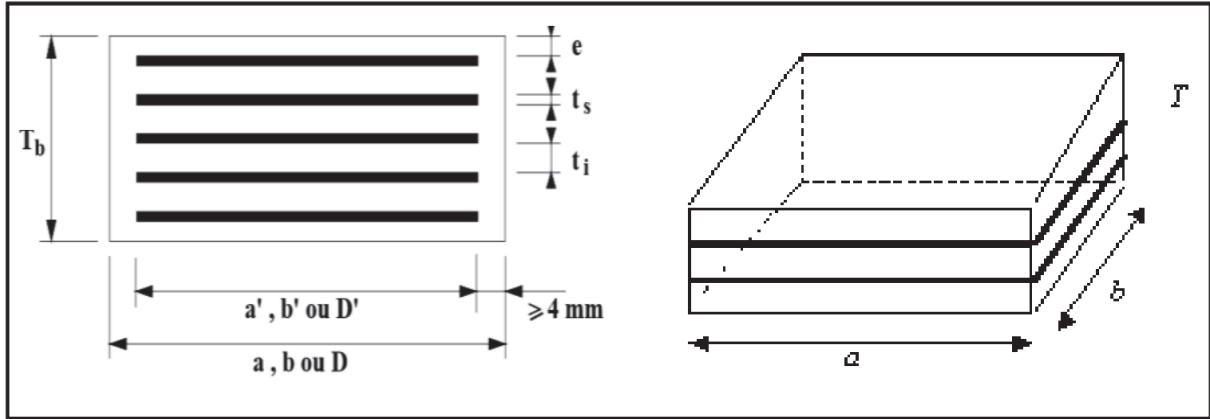


Figure IX. 2: Les dimensions de l'appareil d'appui.

Avec :

a, (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b, (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $Tb = n (ti + ts) + ts + 2e$.

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère : $Te = n ti + 2e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

IX.2.2.1. Aire de 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 :

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

Avec :

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

Rmax : réaction d'appuis maximale à l'ELU (**Rmax = 1.70 MN**).

σm : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis varie entre **20-25 MPa**,

On prend **σm = 20 MPa**.

D'où : **a × b ≥ 850 cm²**

On prendra : **a = 300 mm et b = 350 mm.**

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

Condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

Donc : $35 \text{ mm} \leq T \leq 70 \text{ mm}$.

IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes

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

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.97 \\ \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 16.19 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tel que :

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$).

$T_s > 2.30 \text{ mm}$.

$G = 0.90 \text{ MPa}$ (cas statique).

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

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

Dimensions	Valeurs (mm)	Dimensions	Valeurs (mm)
A	300	n	4
B	350	e	2.5
t _i	10	T _b	60
t _s	3	Te	45

IX.2.3. Vérification de dimensionnement des appareils d'appui selon RPOA 2008

IX.2.3.1. Résistance à la compression

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1.70}{0.25 \times 0.35} = 16.19 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}.$$

Donc la résistance à la compression est vérifiée.

IX.2.3.2. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité égale à 3.

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons à l'ELU.

P_c : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante : $P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h}$

B : l'aire nominale de l'appui ($B = a \times b$).

d : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur total de l'appareil d'appui.

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

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc = 1 cm.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 2: Vérification la stabilité au flambement.

Les coefficients	Les valeurs
S	8.10
d (m)	0.013
h (m)	0.060
B (m ²)	0.11
P _c (MN)	5.63
P _u (MN)	1.70
$\gamma_s \times P_u = 5.10 \text{ MN} \leq P_c = 5.63 \text{ MN}$ donc la condition est vérifiée.	

IX.2.3.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier $\delta = \tan \gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

- $\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7) \times (0.27 - p)$ si $p = P_u / P_c \leq 0.25$.
- $\delta_c = 1.4 (1 - 2p)$ si $p = P_u / P_c \geq 0.25$.

Avec :

$$p = P_u / P_c.$$

$$\delta_0 = C / T_b.$$

$$\delta = d / T_b.$$

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

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

d : déplacement horizontal.

$$d = d_{\text{long}} + d_{\text{flv}} + 0.4 d_T = 0.113 + 0.0102 + 0.0064 \times 0.4 = 0.125 \text{ m}$$

Tableau IX. 3: Vérification la distorsion.

T _b (mm)	P	δ_c	d (m)	δ
60	0.30	0.56	0.125	2.08
$\delta = 2.17 > \delta_c = 0.23$ donc la condition n'est pas vérifiée				

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

Pour assurer le non glissement des appareils d'appuis on doit les équipées avec des dispositifs de fixation.

IX.3. DES D'APPUI

IX.3.1. Définition les dés d'appui

Les dés d'appuis est un élément en béton armée, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.3.2. Dimensionnement des dés d'appui

IX.3.2.1. 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 :

- $A = a + 100 + 50 = 300 + 100 + 50 \rightarrow A = 450 \text{ mm}$.

- $B = b + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 \rightarrow B = 500 \text{ mm.}$

IX.3.2.2. Hauteur des dés d'appui

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a+b)}$$

Avec :

a et b sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 161.54 \text{ mm.}$$

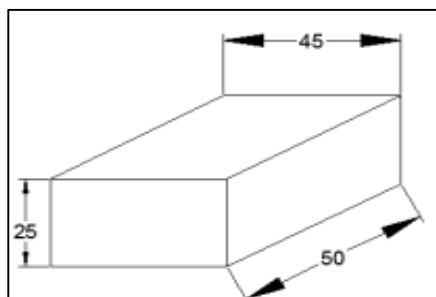


Figure IX. 3: Dimensions du dé d'appuis.

IX.3.3. Ferrailage des dés d'appui

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

IX.3.3.1. Armature de chaînage

La section d'armatures de chaînage 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 $N = 25\% N_{max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.51}{434.78} = 9.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 7 HA14. (As = 10.77 cm}^2\text{).}$$

IX.3.3.2. Armatures horizontales

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.51}{434.78} = 4.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5 HA12. (As = 5.65 cm}^2\text{).}$$

IX.3.3.3. Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer $0.04 N_{max}$:

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.51}{434.78} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2 HA10. (As = 1.57 cm}^2\text{).}$$

IX.3.3.4. Frette inférieure

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

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.70}{434.78} = 3.91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 4 HA12. (As = 4.52 cm}^2\text{).}$$

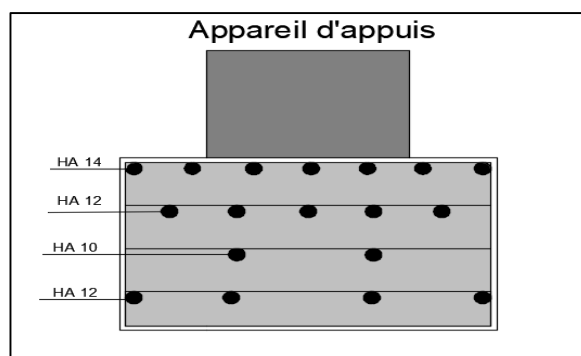


Figure IX. 4: Ferrailage du dé d'appui.

IX.4. LES PLAQUES DE FIXATION

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de 25 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

IX.5. PLOT PARASSISMIQUE

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.

IX.6. JOINT DE CHAUSSEE

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.



Figure IX. 5 : Joint de chaussée.

IX.6.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

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

Avec :

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

Application Numérique :

W_D = 0.0102.

W_T = 0.0064.

W_s = 0.119.

Donc : W = 0.052 m = 5.2 cm.

IX.6.2. 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 5.2cm 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 IX. 4 : Modèle des joints Wd.

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

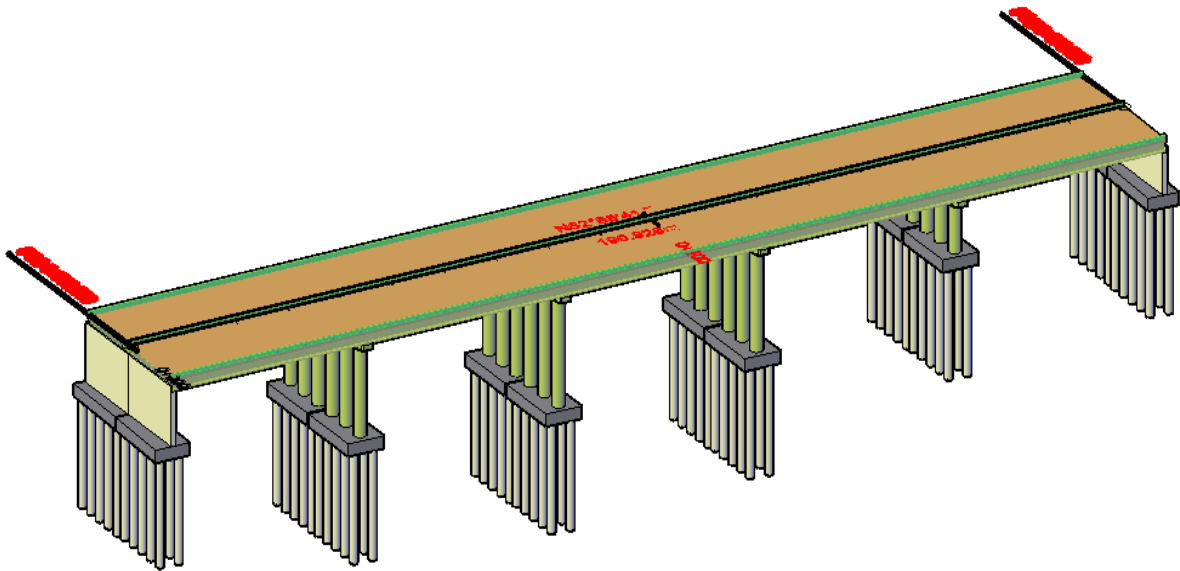
Dans notre cas l'ouvrage n'est pas biais donc Droite (100gr).

Suivant le souffle total, on a choisi le joint Wd60.

IX.7. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à court et long terme, l'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes de l'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE



X.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

X.2. Classification de l'ouvrage selon « RPOA »

Le **RPOA 2008** donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle.

Dans notre cas, nous avons les caractéristiques suivantes :

- **La zone sismique** : la carte des zones sismiques définie par le RPOA 2008 classe la wilaya de **Bejaia** dans la zone **IIa** de moyenne sismicité.
- **Le groupe du pont** : notre ouvrage est classé dans le premier groupe des ponts stratégique **G1**.
- **Classification du site** : on classe le site selon ses propriétés mécaniques détaillées dans le rapport géotechnique dans la catégorie **S3 (site meuble)**.

X.3. ANALYSE SPECTRALE MONOMODALE

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères simultanément :

X.3.1. 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 chevetre), autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43 % de la masse totale du tablier M_t :

$$M_p \leq 0.43 M_{\text{tablier}}$$

Tel que :

$$M_{\text{tablier}} = G$$

$$M_p = M_{\text{chevetre}} + M_{\text{fut}}$$

Avec :

G : le poids total de tablier

$$M_{\text{chevetre}} = S_{\text{chevetre}} \times H_{\text{chevetre}} \times \gamma_b$$

$$M_{\text{fut}} = S_{\text{fut}} \times H_{\text{fut}} \times \gamma_b$$

Tableau X. 1 : Détermination de la masse des piles.

Pile	$H_{\text{moy}}(\text{m})$	$D(\text{m})$	N_{fut}	$M_{\text{fut}}(\text{KN})$	$M_{\text{chevetre}}(\text{KN})$	M_p
P1	14.80	2	3	3487.17	1608.75	5095.92
P2	17.80	2	3	4191.9	1608.75	5800.65
P3	16.50	2	3	3887.72	1608.75	5496.47
P4	8.10	2	3	1908.52	1608.75	3517.27

$M_p = 19910.31 \text{ KN} < 0.43 M_t = 0.43 \times 61754.21 = 20996.428 \text{ KN}$ donc la **condition est vérifiée**.

X.3.2. Angle de biais

L'ouvrage étudié n'est pas en biais, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

X.3.3. Angle de courbure

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

X.3.4. La symétrie transversale

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\%L$$

Avec :

X_m : centre de masse.

X_e : centre élastique des appuis.

X.3.4.1. Calcul le centre de masse

Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu de l'ouvrage.

$$X_m = \frac{190.4}{2} = 95.2m.$$

X.3.4.2. Calcul le centre élastique des appuis

$$X_e = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}.$$

Cette vérification se fera après le calcul de la raideur longitudinale du système.

• Détermination de la raideur longitudinale du système

Raideur de la culée (K_c) :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui. Elle se calcul comme suit :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appareil\ d'appuis}}}$$

$K_{culée} = \infty$ alors :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil\ d'appuis}}} = K_{appareil\ d'appuis}$$

$$\text{Tel que : } K_{appareil\ d'appuis} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (**$n=9$ appareils d'appuis sur la culée**).

G : module de cisaillement de l'appareil (**$G= 1.2$ MPa en condition sismique**).

(**a, b**) : les dimensions en plan de l'appareil (**0.30×0.35 m²**).

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil ($e = 0,045$ m).

On obtient : **$K_c = 25.2$ MN/m**

Raideur de la pile (Kp) :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui, le chevêtre est supposé infiniment rigide, elle se calcule comme suit :

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{appareil\ d'appuis}}}$$

Avec : $K_{fut} = n \frac{3E.I}{h^3}$

Tel que :

n : Le nombre de fûts dans chaque pile.

E : module de déformation instantané « $E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3} = 33000 \text{ MPa}$ ».

I : Moment d'inertie longitudinale d'un fût « $I = \frac{\pi D^4}{64}$ ».

h : La hauteur du fût dans chaque pile.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X. 2 : Détermination la raideur de chaque pile.

Pile	Hmoy (m)	D (m)	I (m ⁴)	N	Kfut (MN/m)	Kap-appui (MN/m)	Kp (MN/m)
P1	14.80	2	0.79	3	72.73	50.40	29.77
P2	17.80	2	0.79	3	41.60	50.40	22.79
P3	16.50	2	0.79	3	52.23	50.40	25.65
P4	8.10	2	0.79	3	441.50	50.40	45.24

Tableau X. 3 : Détermination le centre élastique des appuis.

Pile	K (MN/m)	X(m)
C1	25.2	0
P1	29.77	37.55
P2	22.79	75.65
P3	25.65	113.75
P4	45.24	151.85
C5	25.2	189.40
$X_e = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i} = 100.10m$		

$e_0 = |95.2 - 100.10| = 4.9m < 0.05 * 189.40 = 9.47m$ donc la condition est vérifiée.

X.4. EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE

X.4.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinale

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

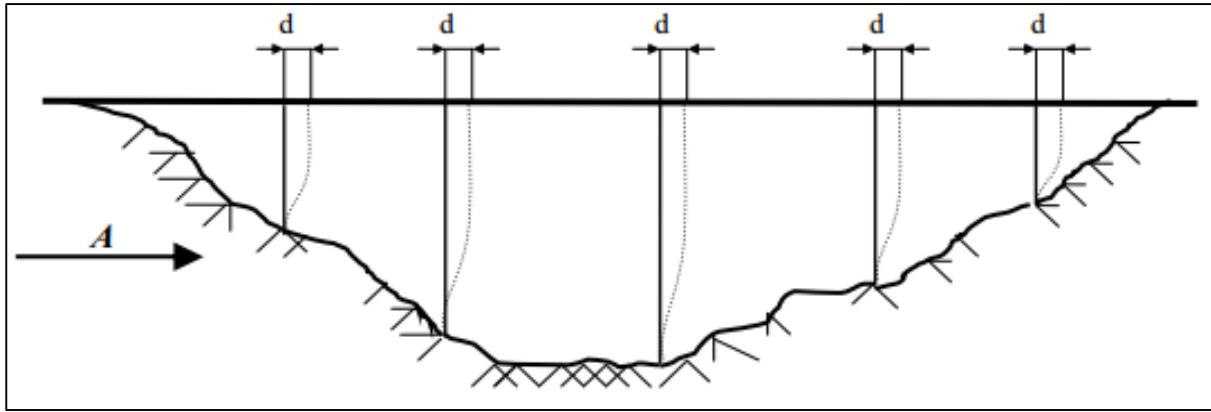


Figure X. 1 : Séisme longitudinale.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression suivante :

$$F_{\text{long}} = M \cdot S_a(T)$$

Avec :

M : la masse effective totale de la structure ; $M=6175.42t$.

$S(T)$: l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T , et $S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour le calcul élastique (RPOA 2008), il est donnée par la formule suivante :

$$S_{ae}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81m/s^2$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) ; $T_1=0.20s$ et $T_2=0.50s$.

S : Coefficient de site (RPOA, tableau 3.3) ; $S=1.20$.

A : coefficient d'accélération de zone (RPOA, tableau 3.1) ; $A=0.25$.

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

ξ : taux d'amortissement (RPOA, le matériau à considérer est béton armé) ; $\xi = 5\%$.

T : Période fondamentale de l'ouvrage ; $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$ avec :

M : la masse totale de tablier (kg).

K : raideur longitudinale du système (N/m).

Application numérique :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{6175421}{173.85 \times 10^6}} \text{ Alors : } T = 1.18 \text{ s}$$

Nous avons : $T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T = 1.18 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$.

Donc : $Sae(T) = 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 3.12 \text{ m/s}^2$.

Et : $F_{long} = M \times Sae(T) = 19267.31 \text{ KN}$.

X.4.1.1. Répartition des efforts sismiques sur les appuis

$$F_{i-Long} = \frac{K_i}{K} \times F_{long}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X. 4: Force longitudinale de chaque appui.

Appuis	K_{appuis} (MN/m)	K (MN/m)	F_{long} (KN)	F_{appui} (KN)
C1	25.2	173.85	19267.31	2792.85
P1	29.77	173.85	19267.31	3299.33
P2	22.79	173.85	19267.31	2525.75
P3	25.65	173.85	19267.31	2842.72
P4	45.24	173.85	19267.31	5013.82
C2	25.2	173.85	19267.31	2792.85

X.4.1.2. Evaluation des déplacements

On va calculer le déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{Long-Tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 0.1 \text{ m.}$$

Tableau X. 5: Déplacement longitudinale de chaque pile.

Piles	K_{appuie} (MN/m)	F_{appuie} (KN)	d_{Long}^{pile} (m)
P1	29.77	3299.33	0.1
P2	22.79	2525.75	0.1
P3	25.65	2842.72	0.1
P4	45.24	5013.82	0.1

X.4.2. Evaluation de l'effort sismique transversale

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement, on a deux approches :

- Le modèle à tablier rigide si $\frac{L}{B} \leq 5$.
- Le modèle à tablier flexible si $\frac{L}{B} > 5$.

Avec :

L : longueur totale de l'ouvrage.

B : largeur de l'ouvrage.

Nous avons : $\frac{L}{B} = \frac{190.4}{15.6} = 12.2 > 5$ alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à **tablier flexible**.

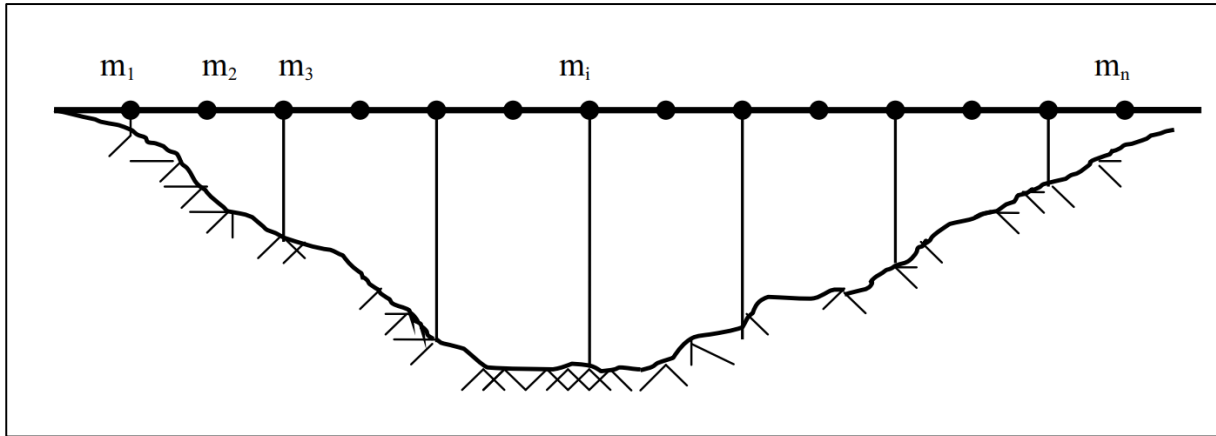


Figure X. 2 : Séisme transversale.

Comme le calcul de la méthode de Rayleigh est long, L’Eurocode 8 partie2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$:

$$0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

Avec :

T_i : La période fondamentale de la i -ème pile : $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$.

M_i : La masse effective attribuée à la pile i , masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile : $M_i = M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} \times M_{\text{futs}} + M_{\text{chevetre}}$.

K_i : La rigidité de la i -ème pile en considérant l’appareil d’appui

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil d'appuis}}}}$$

$$K_{\text{fut}} = 3 \frac{E.I}{h^3}$$

I : Le moment d’inertie de la section transversale du fut.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X. 6 : Période transversale des piles.

Pile	H_{moy} (m)	M_i (t)	I (m ⁴)	K_{fut} (MN/m)	$K_{\text{ap-appui}}$ (MN/m)	$n_{\text{ap-appui}}$	K_{pile} (MN/m)	T (s)
P1	14.80	1570.32	172.03	5253.57	2.3	18	49.92	1.11
P2	17.80	1605.55	172.03	3019.81	2.3	18	49.57	1.13
P3	16.50	1590.35	172.03	3791.29	2.3	18	49.74	1.12
P4	8.10	1491.39	172.03	32046.77	2.3	18	50.32	1.08

Dans certains cas, l’action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n’y pas d’interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la i ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l’action d’une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sh(T_i, \xi)$$

On a : $T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T_i \leq 3, 0 \text{ s}$.

Donc : $Sh(T, \xi) = 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S\left(\frac{T_2}{T}\right)$.

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X. 7 : Force transversale de chaque appui.

Pile	M _i (t)	T(s)	Sh(T, ξ) (m ² /s)	F(KN)
P1	1570.32	1.11	3.31	5197.76
P2	1605.55	1.13	3.25	5218.04
P3	1590.35	1.12	3.28	5216.35
P4	1491.39	1.08	3.40	5070.73
C1/C2	617.54	1.03	3.57	2204.62

X.4.3. Composante verticale

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (zones IIb et III) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (RPOA 5.4). Donc, cet effet est négligé pour notre cas (IIa).

X.5. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_{\text{long}} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{trans}} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{\text{vert}} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

E_x, E_y, E_z sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

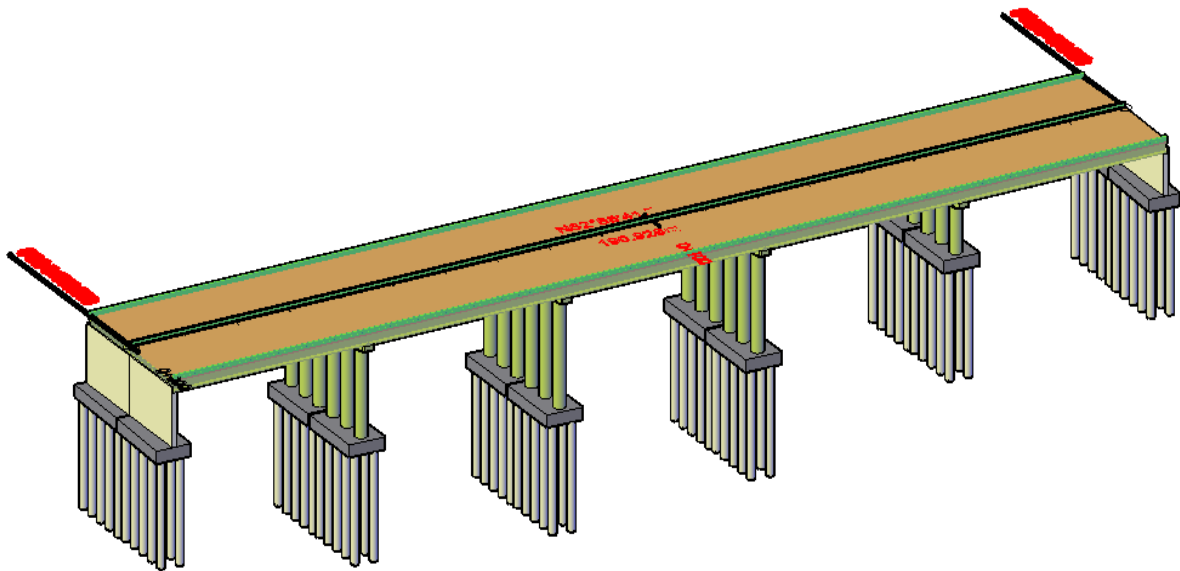
Tableau X. 8: Combinaison des composantes de l'action sismique.

Appui	E _x	E _y	E _{long}	E _{trans}
P1	3299.33	5197.76	4858.66	6187.56
P2	2525.75	5218.04	4091.17	5975.77
P3	2842.72	5216.35	4407.63	6069.166
P4	5013.82	5070.73	6535.04	6574.88
C1/C2	2792.85	2204.62	3454.24	3042.48

X.6. CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. En plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



XI.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. On va traiter dans ce chapitre les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

XI.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.

XI.2.1. Pré-dimensionnement des éléments de la pile

XI.2.1.1. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 15.60$ m.
- Largeur : $b = 2.50$ m.
- Hauteur : $H = 1.65$ m.

XI.2.1.2. Fûts

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et de la nature du site. Nous avons opté pour la solution d'un modèle composées des colonnes (fûts) avec sections circulaires, qui permet d'économiser la matière.

Dans notre cas il y a trois (03) fûts à un diamètre constant $\Phi=2$ m et un entraxe de 5.20 m.

Tableau XI. 1: Implantation et hauteurs des piles.

Piles	Type Fondation	n Fût	D (m)	H _{moy} fût (m)	H _{moy} pile (m)
P1	Profonde	3	1.8	14.80	16.60
P2	Profonde	3	1.8	17.80	19.60
P3	Profonde	3	1.8	16.50	18.30
P4	Profonde	3	1.8	8.10	9.9

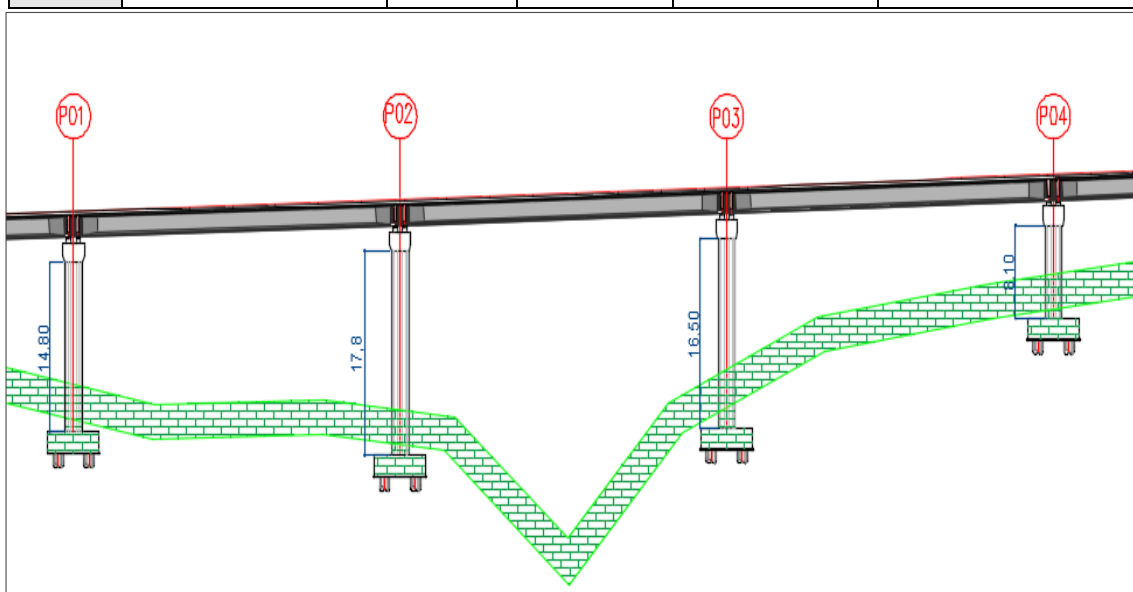


Figure XI. 1: Coupe longitudinale et transversale de la pile.

XI.2.1.3. Semelle

- Epaisseur : 1.8 m.
- Largeur : 6 m.
- Longueur : 15.60 m.
- Béton de propreté : 0.10 m.

XI.2.1.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = lf / i \leq 70$$

lf : longueur du flambement de la pile la plus haute.

$lf = 0.7 \times l_0$ avec (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \text{ (Transversal) et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \text{ (longitudinal).}$$

Tableau XI. 2 : Vérification de flambement des piles les plus hautes.

Appuis	Pile 01	Pile 02	Pile 3	Pile 04
l_f (m)	10.36	12.46	11.55	5.67
I_y (m ⁴)	0.785	0.785	0.785	0.785
I_x (m ⁴)	0.785	0.785	0.785	0.785
i_x	0.5	0.5	0.5	0.5
i_y	0.5	0.5	0.5	0.5
λ_y	20.72	24.92	23.1	11.34
λ_x	20.72	24.92	23.1	11.34
Observation	✓	✓	✓	✓

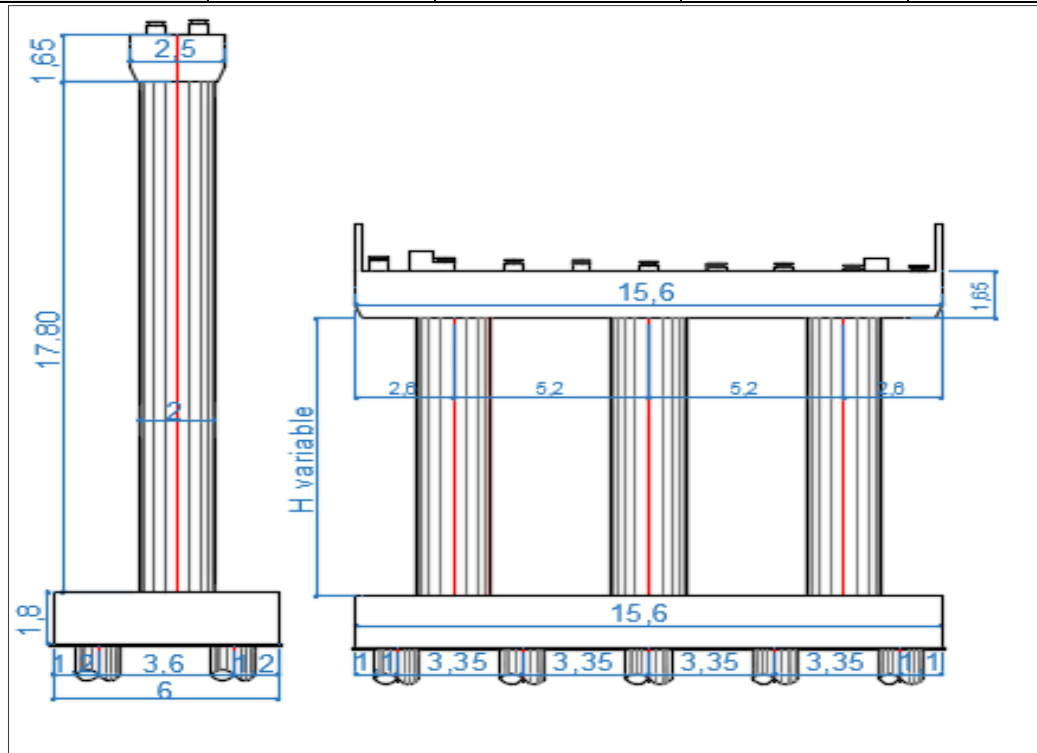


Figure XI. 2 : Coupe longitudinale et transversale de la pile.

XI.2.1.5. Répartition des charges sur la pile

On va étudier juste la pile 2 (la plus haute).

- **Poids propre de chevêtre**

Poids de chevêtre : $Y_b \cdot V = 25 \cdot 1.65 \cdot 2.5 \cdot 15.6 = 1608.75 \text{ KN}$.

$$P_{\text{chevêtre}} = 1608.75 / 15.6 = 103.125 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre du tablier**

$$G_{\text{tablier}} = 12350,84 \text{ KN}$$

Donc : **R max = 12350.84 KN**

XI.2.1.6. Répartition de surcharge sur pile

- **Système de charge A (L)**

Cas 1 : une travée chargée :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Avec : (L=38 m)}$$

$$A(l) = 9.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q A(l) = A(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot l \quad \text{Avec (l : largeur de la voie)}$$

$$Q A(l) = 33.30 \text{ KN/ml} \quad \text{pour une voie chargée.}$$

$$Q A(l) = 66.59 \text{ KN/ml} \quad \text{pour deux voies chargées.}$$

$$Q A(l) = 89,870 \text{ KN/ml} \quad \text{pour trois voies chargées.}$$

$$Q A(l) = 99.89 \text{ KN/ml} \quad \text{pour quatre voies chargées.}$$

Cas 2 : deux travées chargées :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Avec (L=76 m)}$$

$$A(l) = 6.39 \text{ KN/m}^2$$

$$Q A(l) = A(l) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot l \quad \text{Avec (l : largeur de la voie)}$$

$$Q A(l) = 22.37 \text{ KN/ml} \quad \text{pour une voie chargée.}$$

$$Q A(l) = 44.74 \text{ KN/ml} \quad \text{pour deux voies chargées.}$$

$$Q A(l) = 60.39 \text{ KN/ml} \quad \text{pour trois voies chargées.}$$

$$Q A(l) = 67.10 \text{ KN/ml} \quad \text{pour quatre voies chargées.}$$

On aura une réaction qui vaut : $R_{\text{max}} = Q_{A(l) \text{ 4 voies chargée}} \cdot L_{\text{portée}} = 2482,87 \text{ KN}$.

Donc : **R Al max = 2482.87 KN**

- **Système de charge Bc**

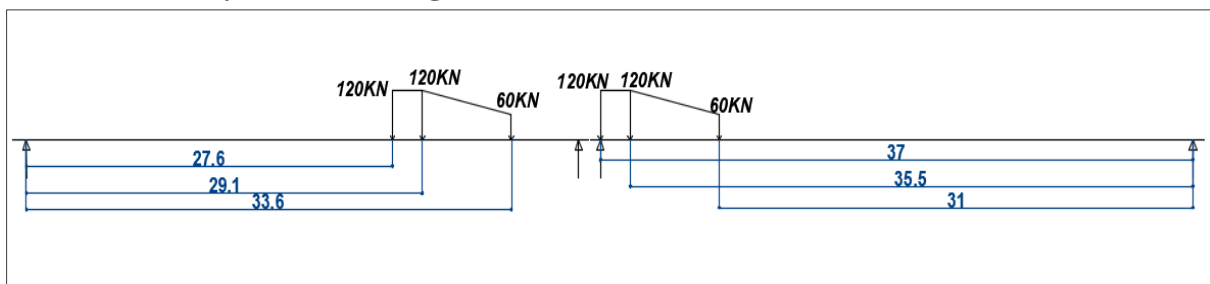


Figure XI. 3: Surcharge Bc sur deux travées chargées.

La réaction maximale est obtenue en chargeant les 4 voies :

Pour une voie chargée $Q = 600 \text{ KN}, \quad bc=1.2$.

Pour deux voies chargées $Q = 1200 \text{ KN}, \quad bc=1.1$.

Pour trois voies chargées $Q = 1800 \text{ KN}, \quad bc=0.95$.

Pour quatre voies chargées $Q = 2400 \text{ KN}$, $bc = 0.80$.

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ :

$\delta = 1,055$ Pour une voie chargée.

$\delta = 1,062$ Pour deux voies chargée.

$\delta = 1,066$ Pour trois voies chargée.

$\delta = 1,068$ Pour quatre voies chargée.

La réaction du au Bc :

$$R_{Bc} = R \cdot n \cdot b_c \cdot \delta$$

n : nombre de voie.

$R = 523,78 \text{ KN}$.

$R_{bc} = 663,192 \text{ KN}$ Pour une voie chargée.

$R_{bc} = 1223,91 \text{ KN}$ Pour deux voies chargée.

$R_{bc} = 1591,31 \text{ KN}$ Pour trois voies chargée.

$R_{bc} = 1790,08 \text{ KN}$ Pour quatre voies chargée.

On aura une réaction qui vaut :

Donc : $R_{Bc \text{ max}} = 1790.08 \text{ KN}$

- **Charge militaire M_{c120}**

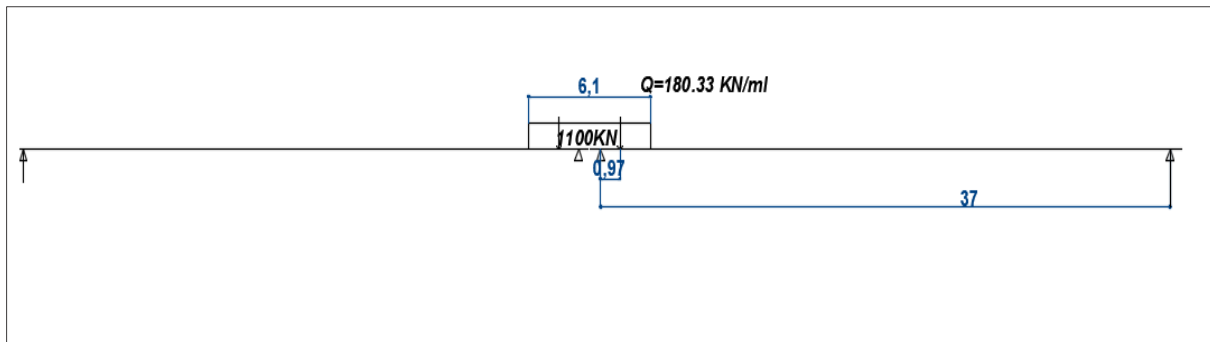


Figure XI. 4 : Surcharge M_{c120} sur deux travées chargées.

Le système M_{c120} est multiplié par des coefficients de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1.059$$

Réaction max du au M_{c120} :

$$R \text{ max} = 2 * ((1100/2) * (37 - 0.97) / 37) * 1.059$$

Donc : $R_{M_{c120 \text{ max}}} = 1084.62 \text{ KN}$

- **La charge exceptionnelle D_{240}**

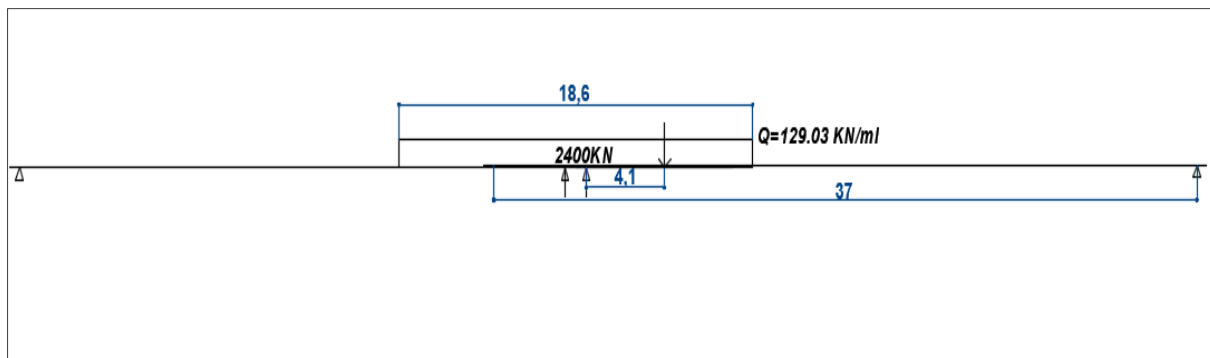


Figure XI. 5 : Surcharge D_{240} sur deux travées chargées.

Réaction max du au D_{240} :

$$R_{\max} = 2 * ((2400/2) * (37-4.1)/37)$$

Donc : $R_{D240 \max} = 2134,05 \text{ KN}$

Tableau XI. 3: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées de la pile 2.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	4212.00	/	0.00	0.9	0.00	/
Fûts	4194.03	/	0,00	10.70	0,00	/
Chevêtre	1608.75	/	0,00	20.43	0,00	/
G Tablier	12350.84	/	0,00	21.25	0,00	/
Hf+r	/	160.26	/	21.25	/	3405.45
HT°	/	151.44	/	21.25	/	3218.15
Somme	22365.62	251.12	/	/	0,00	5336.33

Tableau XI. 4: Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation de la pile 2.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
(Al)	2482.87	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1790.08	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1154.36	/	0,00	/	0,00	/
D240	2134.05	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	108.26	/	21.25	/	2300.60
Bc	/	180,00	/	21.25	/	3825.00

XI.2.1.7. Combinaison des efforts

Les combinaisons les plus défavorables :

ELS :

Tableau XI. 5: La combinaison la plus défavorable à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	22365.62	251.12	5336.33	0.00	5336.33
G+1.2Bc+0.6T	24513.72	467.12	12687.05	0.00	12687.05

ELU :

Tableau XI. 6 : La combinaison la plus défavorable à l'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G	30193.58	352.64	7493.68	0.00	7493.68
1.35G+1.6Bc+0.9T	33057.72	640.64	13613.68	0.00	11174.64

XI.2.1.8. Calcul des réactions

Dans les tableaux ci-dessous, on cite les réactions les plus défavorables pour les deux combinaisons (ELS, ELU).

$$R = \frac{N}{n} - \left\{ \frac{My_i}{S_x Y_i^2} \right\}$$

n : nombre de pieux.

Tableau XI. 7 : Les des combinaisons les plus défavorables.

		R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
ELS	G+1.2BC+0.6T	1746.54	3156.21
ELU	1.35G+1.6BC+0.9T	2549.46	4062.09

D'après le rapport géotechnique (voire l'ANNEXE A) :

Tableau XI. 8 : La capacité portante de sol.

D(m)	ELU	ELS
21.15	Q _{max} (C. Fondamentale)	Q _{max} (C. rares)
	11200	8500KN

• **Comparaison**

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 21.15 m dépasse la réaction la plus défavorable trouvée dans le tableau XI.7 :

$R < Q_{adm} \rightarrow \text{ELS} : R = 3.156 \text{ MN} < Q_{adm} = 8.5 \text{ MN}.$

$\text{ELU} : R = 4.06 \text{ MN} < Q_{adm} = 11.2 \text{ MN}.$

XI.2.2. Ferrailage des éléments de la pile

XI.2.2.1. Etude de chevêtre

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous. Son étude est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

• **Dimensionnement à la flexion**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

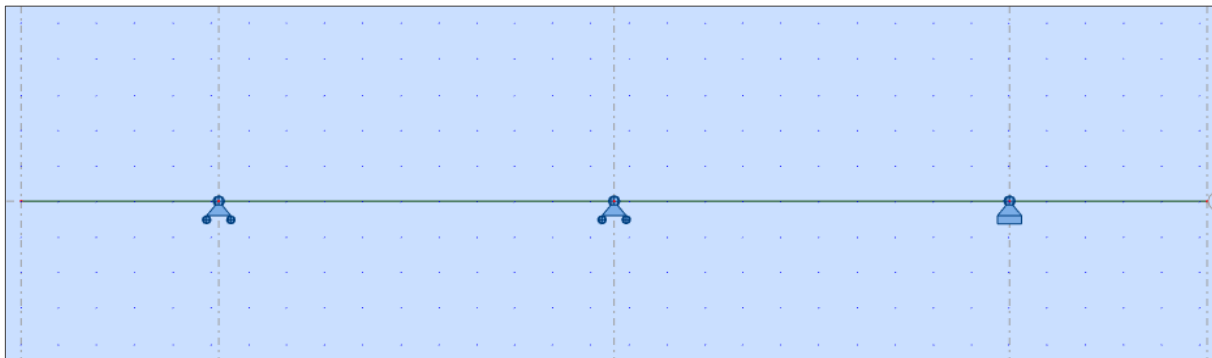


Figure XI. 6 : Modèle de calcul.

Les résultats de modélisation obtenue sont présentés sur les figures ci-dessous :

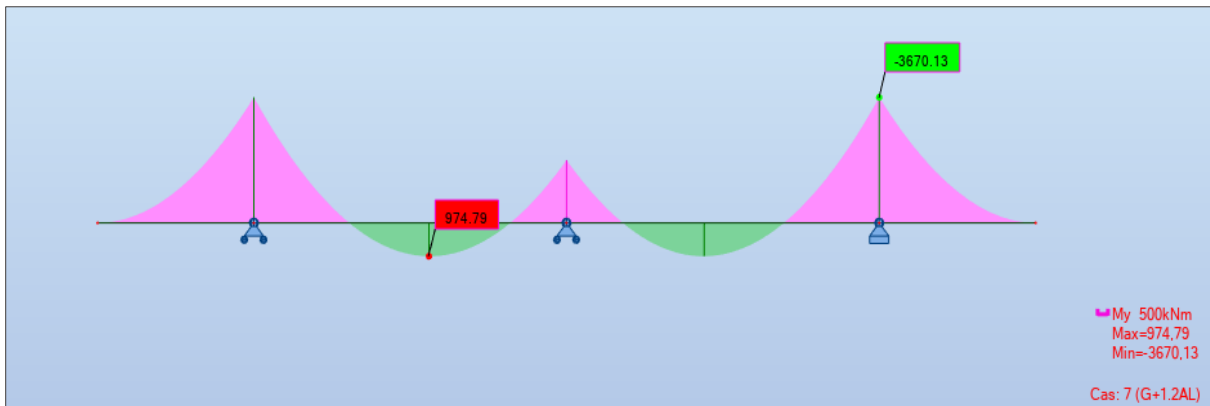


Figure XI. 7 : Les moments $M_{max \text{ ELS}}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

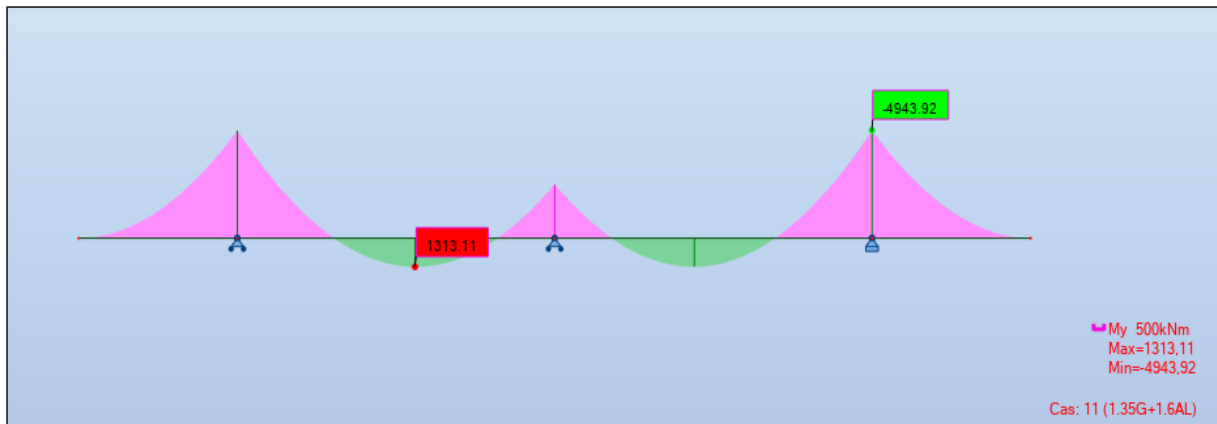


Figure XI. 8 : Les moments $M_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

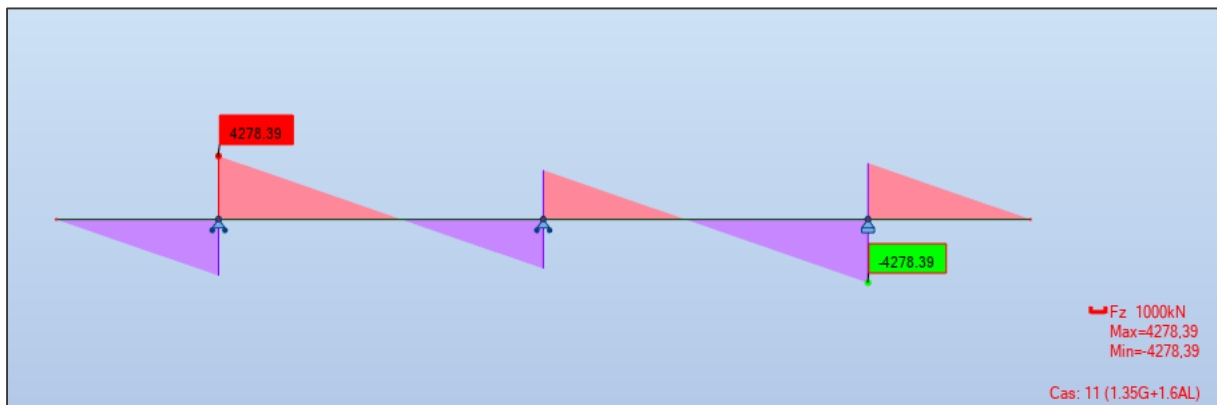


Figure XI. 9: Les efforts tranchants $T_{\max ELU}$ sur le chevêtre avec le logiciel.

Armatures longitudinales :

Tableau XI. 9: Ferrailage 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	3670.13	4943.92	4278.39	99.7	13 HA32	104.55	20
Mi -Travée	974.79	1313.11	0.00	40	13 HA20	40.84	20

Armatures transversales :

$T_{\max,ELU} = 4278.39 \text{ KN}$

Avec le logiciel rebot expert 2010 on trouve des cadres de HA16, avec un espacement de 10 cm dans la zone critique et de 15 cm dans la zone courante.

• **Dimensionnement à la torsion**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55 \text{ m}$. Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c$

$L_t = L_c + \Phi \text{ si } L_c > \Phi + H_c$

L_c : la largeur de chevêtre.

L_t : la largeur de torsion.

Φ : le diamètre de fus.

Application Numérique :

Hc =1,65 m

Φ =2 m

Lc = 2.5 m

Lt = 2.5 m

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, **b_n = hc /6=0.275m.**

C : moment de torsion maximal par ml.

C1 : moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service.

P : périmètre du chevêtre.

σ_a : contrainte admissible de l'acier = 2/3 fe.

Tableau XI. 10 : Evaluation de moment de torsion.

C1 (KN.m/ml)	C2 (KN.m/ml)	Ω (m ²)	P (m)	σ _a (MPa)
120,66	65,15	3,06	7.75	333.33

La section de ferrailage est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} \quad \text{Avec } C = \max (C1; C2)$$

As = 4,58 cm², On opte pour 5HA12 avec un espacement de 25 cm.

Vérification de la contrainte tangentielle :

Il faut que : $\tau v^2 \leq \tau_{lim}^2$

$\tau v = Vu / (b_0 \times d)$, $\tau v = 4.278 / 2.5 * 0.9 * 1.65 = 1.15$ MPA

$\tau_{lim} = \min \{0.2fc28/\gamma_b, 5 \text{ MPA}\} = \min \{3.60 ; 5 \text{ MPA}\} = 3.60$ MPA.

On obtient les résultats suivants :

$\tau v^2 = 1.327 \text{ MPA} \leq \tau_{lim}^2 = 12.96 \text{ MPA}$ (condition vérifiée).

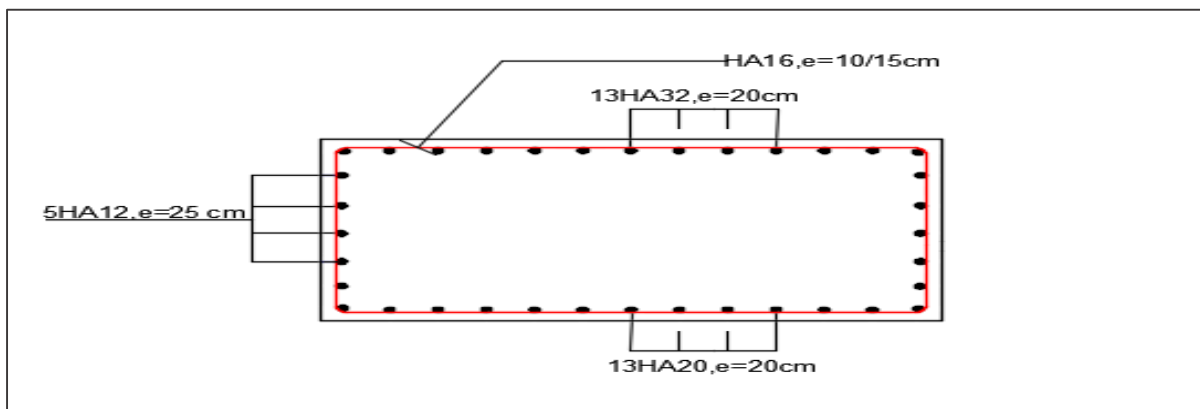


Figure XI. 10 : Ferrailage du chevêtre (Coupe transversale).

XI.2.2.2. Etude de fut

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont encastrés de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre).

Nous allons étudier le fut le plus long :

- Hauteur du fut : 17.80 m.
- Diamètre du fut : 2 m.

• Evaluation des efforts

Tableau XI. 11: Evaluation des efforts dus aux charges permanentes et différées des fûts.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Fûts	4194.03	/	0,00	8.90	0,00	/
Chevêtre	1608.75	/	0,00	18.63	0,00	/
G Tablier	12350.84	/	0,00	19.45	0,00	/
Hf+r	/	160.26	/	19.45	/	3116.98
HT°	/	151.44	/	19.45	/	2945.55
Somme	18153.62	311.70	/	/	0,00	6062.53

Tableau XI. 12 : Evaluation des efforts dus aux charges d'exploitation des fûts.

Charge	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a(y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
(Al)	2482.87	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1790.08	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1134.36	/	0,00	/	0,00	/
D240	2134.05	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	108.26	/	19.45	/	2105.73
Bc	/	180,00	/	19.45	/	3501.00

• Combinaison des efforts

On a les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

Tableau XI. 13: Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	18153,62	251,12	6062,53	0,00	6062,53
G+1.2Bc+0.6T	20301.72	467.12	10263.73	0,00	10263.73

Tableau XI. 14 : Les efforts les plus défavorables pour la combinaison ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
1.35G	24507.38	352.64	6858.92	0.00	6858.92
1.35G+1.6Bc+0.9T	27371.52	640.64	12460.52	0.00	12460.52

Après les évaluations des efforts dans les deux états limites service et ultime, indiquer dans le tableau ci-dessus, on conclue les résultats suivants :

Tableau XI. 15 :L'évaluation des efforts à l'ELU et à l'ELS.

ELS	ELU
M _{max} =3421.24 KN.m/ml	M _{max} =4153.51 KN. /ml
N _{co} =6767.24 KN. /ml	N _{co} =9123.84 KN. /ml
T _{max} =155.71 KN. /ml	T _{max} =213.55 KN. /ml

• Ferrailage des fûts

Pour ferrailage des fûts qui sont des pièces soumises à la flexion composée on utilise robot expert 2010 les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI. 16 : Les valeurs du ferrailage longitudinal et transversal des fûts.

Armatures	As (cm ²)	Φ	Nombre	Espacement (cm)	
Longitudinales	314.20	HA32	40	15	
Transversales	/	HA 14	/	Zone critique	15
			/	Zone courant	20

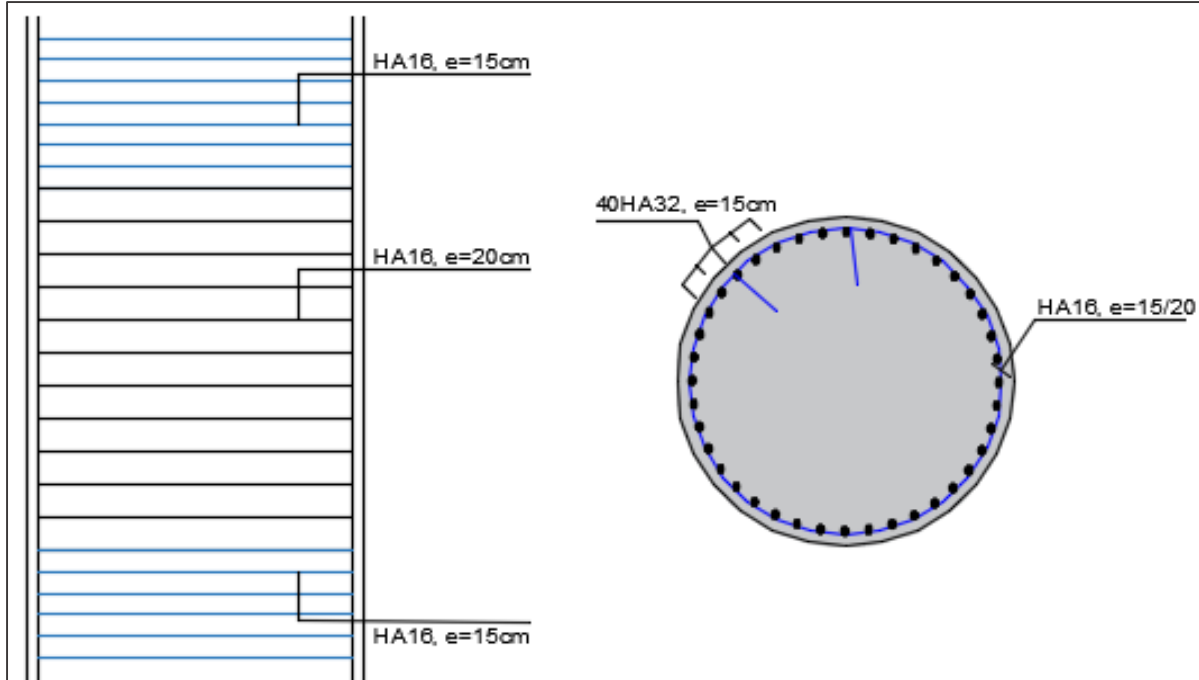


Figure XI. 11 : Ferrailage de fût.

XI.2.2.3. Etude de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H - 0.1m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Entraxe des pieux L = 3.6 m.

Hauteur : H = 1.80 m.

Diamètre de fût b = 2 m.

$$\begin{cases} Tg \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 52,62 \geq 45^\circ \\ 1,7 m > 1,3 m \end{cases}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Application numérique :

Tableau XI. 17: Les armatures inferieures de la semelle.

N _{max-ELS} (KN)	σ _{a-ELS} (MPa)	A _{s-ELS} (cm ²)
3160	333.33	72.41

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieux}} = 1.70 + 1.2 = 2.90$ m, qui donne les sections suivantes :

$$A_{s-ELS} = 24.97 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicitée aux tractions doit avoir un pourcentage minimum de $0.15\% < \rho_g < 1.5\%$ pour la zone IIa qui nous donne :

$$0.15\% \times h (h=1.8\text{m}) \times 1\text{ml} = 27 \text{ cm}^2 / \text{ml. On opte: } A_s = 27 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

L'armature pour la nappe inférieure : On opte : $A_{s1} = 29.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, 6HA25/ml.

D'après RPOA (article 7.6.1) l'armature sollicitée aux compressions doit avoir un pourcentage minimum de 0.10% pour la zone IIa qui nous donne :

$$0.10\% \times h (h=1.8\text{m}) \times 1\text{ml} = 18 \text{ cm}^2 / \text{ml. On opte: } A_s = 18 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

L'armature pour la nappe supérieure : On opte : $A_{s2} = 18.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, 6HA20/ml.

L'armature de peau : $A_s (\text{peau}) = A_s / 3$, on opte : HA12 avec un espacement de 15 cm.

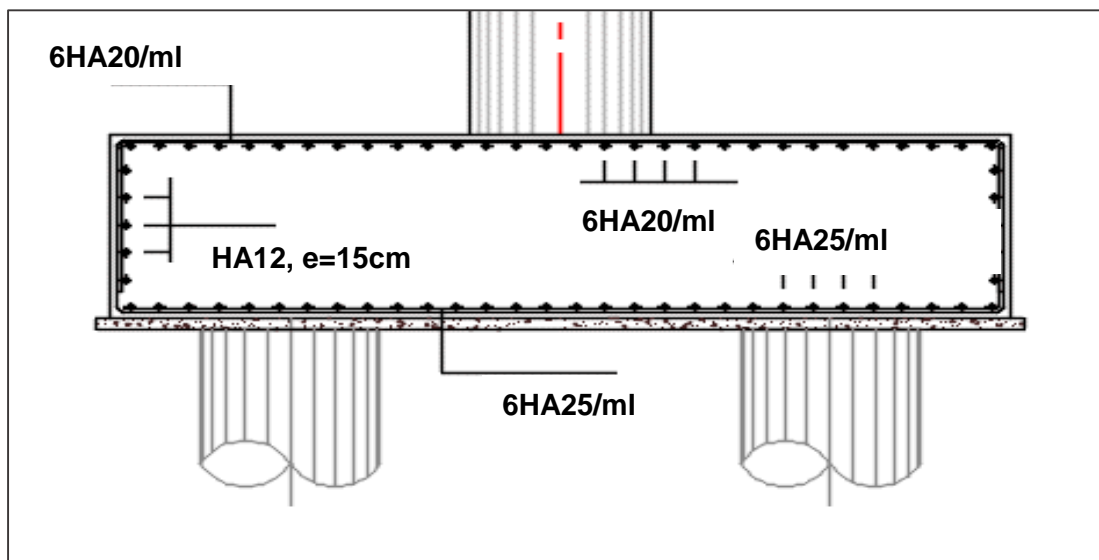


Figure XI. 12 : Ferrailage de la semelle.

XI.2.2.4. 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 :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS ($N_{\max} = 25345.06$ KN).

Q_p : Capacité portante d'un pieu à l'ELS à 18 m ($Q_p = 6000$ KN).

$$N_p = 25345.06 / 6000 = 5$$

• **Actions sur les pieux**

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

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b y = 0$$

B : diamètre du pieu.

Cu : module de réaction du sol (30 MN/M³).

Y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

E : module d'élasticité de béton (33 000 MPa).

I : moment d'inertie du pieu (0,101 m⁴).

b : longueur du pieu (1.20m).

Après une application numérique on trouve : λ = 0.228 donc : λ × L = 4.103.

À partir de tableau de WERNER on tire les valeurs de (X_{φH}; X_{φM}) pour λ×L = 4.103.

Tableau XI. 18: Valeurs de WARNER.

λ × L	1	1,5	2	3	4	6
X _φ ^H	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
X _φ ^M	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Après l'interpolation entre les valeurs on trouve les résultats ci-dessous :

Tableau XI. 19: Les valeurs retenues par le tableau de WARNER.

	X _φ ^H			X _φ ^M		
1	4	1.26	1.33	4	1.54	1.58
2	4.103	X		4.103	X	
3	6	1.45		6	1.65	

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{0P}}{\chi_{0M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau XI. 20: Valeurs de moment fléchissant à l'ELU et l'ELS.

	Mmax (KN.m)	Nco (KN)	Tmax (KN)
ELS	168.34	1746.54	46.71
ELU	230.88	64.06	2549.46

• **Ferrailage des pieux**

Armatures longitudinales :

D'après le RPOA 2008 : As =113.10 cm²

En utilisant le logiciel « Robot Expert », $A_s=113.10 \text{ cm}^2$.

On prend : 24HA25. ($A_s = 117.81 \text{ cm}^2$) avec un espace $e = 15\text{cm}$.

Armatures transversales :

En utilisant le logiciel « Robot Expert » on prend :

Cerces de HA14 avec un espacement de 15cm pour la zone critique, et de 20cm pour la zone courante.

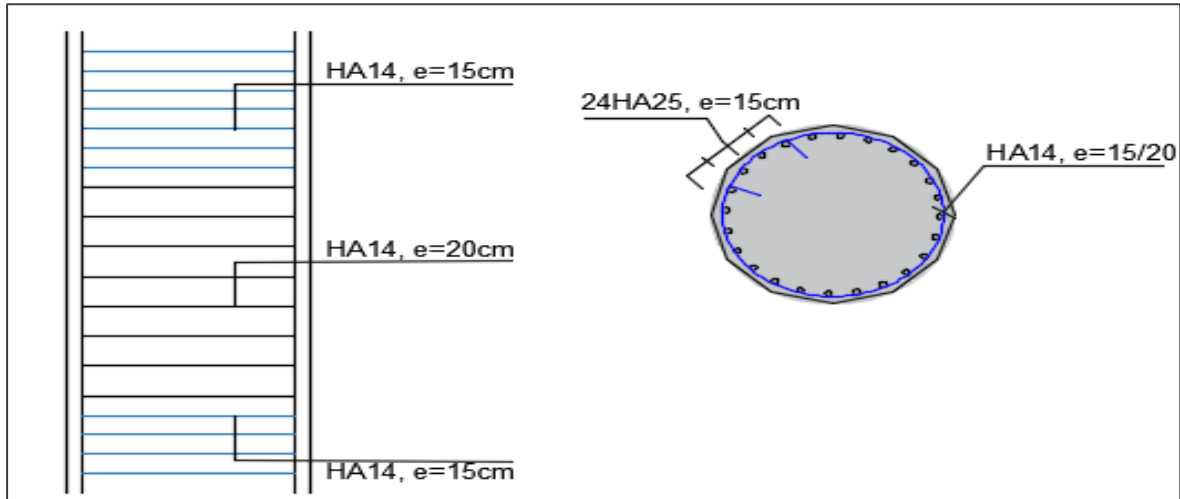


Figure XI. 13 : Ferrailage des pieux.

XI.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

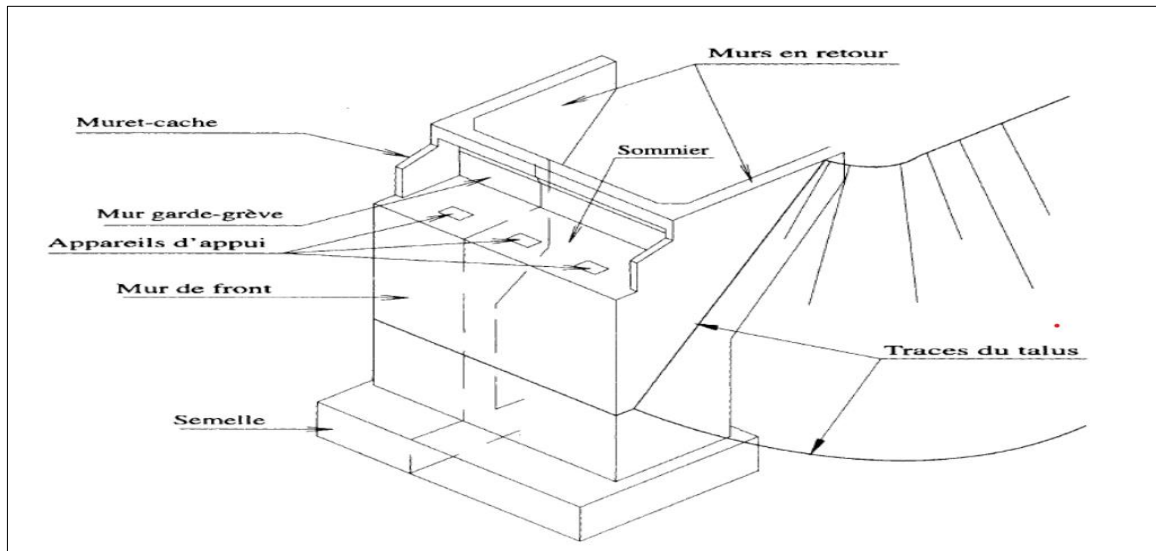


Figure XI. 14 : Les éléments de la culée.

XI.3.1. CONCEPTION DE LA CULEE

XI.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.

- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

Le choix de type de la culée dépend essentiellement de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour **une culée remblayée**.

XI.3.1.2. Pré dimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau XI. 21: Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur garde grève	Destiner à isoler le tablier du contact du remblai.	H = 2.70 m. L = 13.80 m. Ep = 0.35 m.
Mur frontal	Mur portant le tablier et assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.	H = 8.82 m. L = 15.60 m. Ep = 1.55 m.
Mur en retour	Mur parallèle à l'axe du pont servant à soutenir le remblai	Ep = 1 m.
Corbeau	C'est une dalle qui jouer le rôle d'appuis à la dalle de transition.	L = 13.80 m.
Dalle de transition (DDT)	On adapte un ddt pour éviter les tassements qui situe entre la chaussée et les rampes d'accès.	H = 0.3 m. L = 13.80 m. Ep = 4 m.
La semelle	C'est la partie qui supportée les charges venant de tablier et son poids propre.	H = 1.8 m. L = 15.80 m. Ep = 6 m.

XI.3.1.3. DESCENTE DES CHARGES

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau XI. 22 : Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV} (x/o)	I _{FH} (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	4266	/	0	0.9	0	/
Mur F	5331.69	/	0.27	6.21	1439.56	/
DDT	207	/	3.06	12.32	633.42	/
Mur en R	2779.50	/	4.54	9.51	12618.93	/
Corbeau	103.50	/	1.22	11.90	126.27	/
MGG	324.30	/	0.87	11.96	282.14	/
Poids des terres Amot	4823.93	/	2.03	6.94	9792.57	/
Poids des T sur DDT	342.79	/	2.03	12.91	695.87	/

Poussée des terres	/	7195.60	/	-4.42	/	-31780.6
Poids sur 10 KN/m ²	910.80	/	1.5	/	1366.20	/
Poussée sur 10 KN/m ²	/	603.41	/	-6.63	/	-3997.56

Tableau XI. 23 : Evaluation des efforts provenant dus au tablier.

Désignation	N(KN)	H(KN)	I _{FV(x/o)}	I _{FH(y/o)}	M _{FV/o}	M _{FH/o}
R _g	6175.42	/	-0.5	/	-3087.71	/
R _(Al)	1897.91	/	-0.5	/	-948.96	/
R _{bc}	1659.85	/	-0.5	/	-829.92	/
R _{Mc120}	1084.62	/	-0.5	/	-542.31	/
R _{D240}	1829.19	/	-0.5	/	-914.59	/
H _{f+r}	/	80.13	/	-10.62	/	-850.96
H _{T°}	/	75.72	/	-10.62	/	-804.15
Frein Al	/	87.09	/	-10.62	/	-924.85
Frein Bc	/	150	/	-10.62	/	-1593

XI.3.1.4. COMBINAISON DES EFFORTS

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

Tableau XI. 24 : Combinaison des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	ΔM(KN.m)
ELS	G+0.6T	24354.13	7321.16	-33114.04	22501.05	-10612.99
	G+0.6T+1.2Q	25447.09	8045.25	-37911.11	24140.49	-13770.62
	G+0.6T+1.2A(l)	26631.62	8045.25	-34223.86	21362.30	-12861.56
	G+0.6T+1.2Bc	26345.94	7501.16	-35025.64	21505.14	-13520.49
	G+0.6T+Mc120	25438.75	7321.16	-33114.04	21968.74	-11155.29
	G+0.6T+D240	26183.32	7321.16	-33114.04	21586.45	-11527.58
ELU	1.35G+0.9T	32878.08	9890.39	-44776.32	30376.42	-14399.91
	1.35G+0.9T+1.6Q	34335.36	10855.84	-51172.41	32562.34	-18610.08
	1.35G+0.9T+1.6A(l)	35914.73	10029.72	-46256.08	28858.09	-17398
	1.35G+0.9T+1.6Bc	35533.83	10130.39	-47325.12	29048.54	-18276.58
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	34342.31	9890.39	-44776.32	29644.30	-15132.02
	1.35G+0.9T+1.35D240	41120.65	9362.18	-39846.05	-278824.4	-67670.49

XI.3.1.5. Calcul des réactions

Dans les tableaux ci-dessous, on cite les réactions les plus défavorables pour les deux combinaisons (ELS, ELU).

$$R = \frac{N}{n} - \left\{ \frac{My_i}{S \times Yi^2} \right\}$$

Tableau XI. 25 : Les réactions des combinaisons les plus défavorables.

	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
ELS	G+0.6T+D240	G+0.6T+1.2Bc
	1977.91	3385.73
ELU	1.35G+0.9T+1.35D240	1.35G+1.9T+1.6Bc
	2666.16	4568.75

D'après le rapport géotechnique (voire l'ANNEXE A) :

Tableau XI. 26 : La capacité portante de sol.

D(m)	ELU	ELS
15.21	Qmax (C. Fondamentale)	Qmax (C. rares)
	7560	5740

• **Comparaison**

D'après le rapport géotechnique, on constate que la capacité portante du sol à une profondeur de 15.21 m dépasse la réaction la plus défavorable trouvée dans le tableau XI.25 :

$R < Q_{adm} \rightarrow ELS : R = 3.385 MN < Q_{adm} = 5.74 MN.$

$ELU : R = 4.568MN < Q_{adm} = 7.56MN.$

XI.3.2.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

XI.3.2.1. Mur frontal

Pour le ferrailage 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 XI. 27 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal.

Désignation	N(KN)	H(KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	5331.69	/	0	4.41	0	/
DDT	207	/	1.25	10.5	258.75	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/
Corbeau	103.50	/	0.94	10.1	97.29	/
MGG	324.3	/	0.6	10.16	194.58	/
Poids des T sur DDT	342.79	/	1.25	10.5	428.49	/
Poussée des terres	/	5420.39	/	-3.83	/	-20778.16
Poussée sur 10 KN/m ²	/	523.71	/	-5.75	/	-3011.33
Les efforts dus au tablier						
Rg	6175.42	/	-0.27	/	-1667.36	/
R(Al)	1897.91	/	-0.27	/	-512.44	/
R _{bc}	1659.85	/	-0.27	/	-448.16	/
R _{Mc120}	1084.62	/	-0.27	/	-292.85	/
R _{D240}	1829.19	/	-0.27	/	-493.88	/
H _{f+r}	/	80.13	/	-8.82	/	-706.73
H _{T°}	/	75.72	/	-8.82	/	-667.85
Frein Al	/	87.09	/	-8.82	/	-768.10
Frein Bc	/	180	/	-8.82	/	-1323

Le ferrailage 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 :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -1678.68 \text{ KN/ml} & N_{\text{cor}} &= 800.30 \text{ KN.m/ml.} \\ T_{\max} &= 395.80 \text{ KN/ml} & N_{\text{cor}} &= 800.30 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

ELU:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -2266.21 \text{ KN/ml} & N_{\text{cor}} &= 1080.41 \text{ KN.m/ml.} \\ T_{\max} &= 534.09 \text{ KN/ml} & N_{\text{cor}} &= 1080.41 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.55) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 33.7 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA25/ml coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$AS' = AS/3 = 11.23 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA16 coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$At = As/4 = 7.47 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA14 avec un espacement de 15 cm.

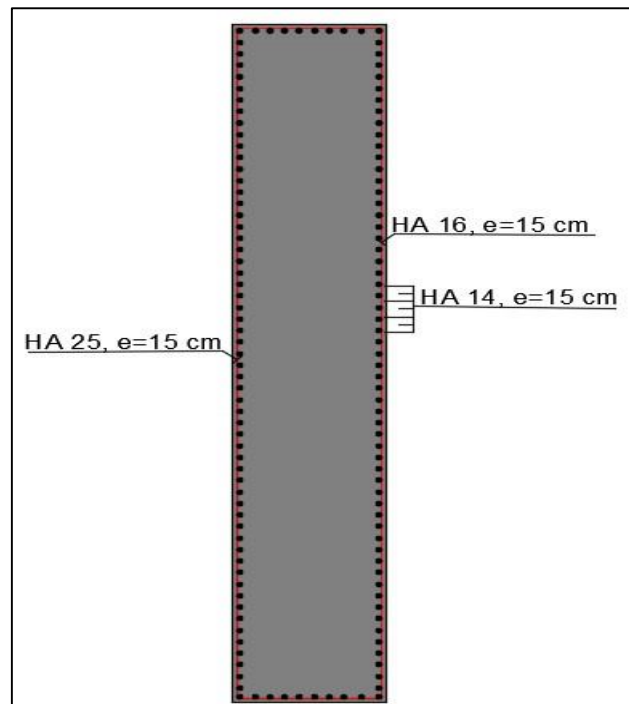


Figure XI. 15 :2 Ferrailage Mur Frontale.

XI.3.2.2. 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 B_c .

• **Le calcul des sollicitations**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moments due à la poussée des terres :

$$M_r = \frac{H \times P}{3} \quad P = \frac{1}{2} k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

H : hauteur des remblais, **H = 2.70 m.**

Ka : coefficient de poussée des terres, **Ka = 0.33.**

L : longueur des remblais, **L = 1 m.**

γr : poids volumique du remblai (**γr = 18 KN/m3**).

Donc : **P = 21.65 KN/ml** et **MP = 19.49 KN.m/ml.**

MPultime = 26.31 KN.m.

MPservice = 19.49 KN.m.

Moment dû à la force de freinage Bc :

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times H \times P}{0.25 \times 2h}$$

μ : coefficient de pondération, **μ = 1.6 à l'ELU** et **μ = 1.2 à l'ELS.**

P = 60 kN.

Mf - ELU = 91.75 KN.m

Mf - ELS = 68.81 KN.m

Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

Pour calculer le moment d'encastrement à la base du mur garde grève en utilisant la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

γ : Coefficient de pondération ; **γ = 1,6 à l'ELU** et **γ = 1,2 à l'ELS.**

bc : Coefficient de pondération du système Bc.

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur du mur garde-grève.

MP-ELS = 45.51 KN.m

MP-ELU = 60.68 KN.m

Combinaison d'actions sur mur garde grève

MELS = MG + 1.2MQ = 133.81 kN.m/ml.

MELU = 1.35MG + 1.6MQ = 178.74 kN.m/ml.

Ferraillage mur garde grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau XI. 28 : Ferrailage de MGG.

Section d'acier	As = 20.3 cm ² on opte 7HA20 avec un espacement de e=15cm.
Armature de constructions	As = 6.77 cm ² on opte 7HA14 avec un espacement de e=15cm.
Armature Transversal	As = 5.08 cm ² on opte 7HA12 avec un espacement de e=15cm.

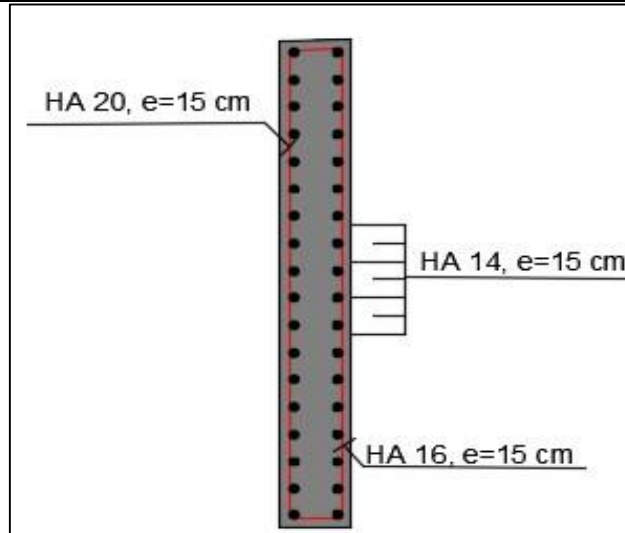


Figure XI. 16 : Ferrailage de MGG.

XI.3.2.3. Dalle de transition

Une dalle de transition est en béton armé reposante sur le remblai dans la partie arrière de la culée recouverte par la chaussée et assurant la transition entre le tablier et le remblai d'accès.

Tableau XI. 29 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	6.25	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	14.04	28.08	28.08
Surcharge	10	20	20

Après les calculs on trouve les résultats suivants :

ELS : $M_{ELS} = MG + 1.2MQ = 68.42 \text{ KN.m/ml.}$

$V_{ELS} = VG + 1.2VQ = 68.42 \text{ KN/ml.}$

ELU : $M_{ELU} = 1.35MG + 1.6MQ = 91.97 \text{ KN.m/ml.}$

$V_{ELU} = 1.35VG + 1.6VQ = 91.97 \text{ KN/ml.}$

- **Ferrailage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau XI. 30 : Ferrailage dalle de transition.

Section d'acier	As = 12.2 cm ² on opte 5HA20 avec un espacement de e=20cm.
Armature de constructions	As = 4.07 cm ² on opte 5HA14 avec un espacement de e=20cm.
Armature Transversal	As = 3.05 cm ² on opte 5HA12 avec un espacement de e=20cm.

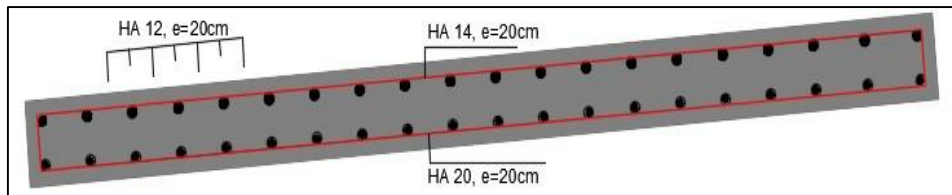


Figure XI. 17 : Ferrailage dalle de transition.

XI.3.2.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des charges permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{q \times L}{2} = 44.42 \text{ KN/ml.}$$

q: charges des remblais, $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_p \text{ dalle.}$

L : longueur de la dalle de transition.

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Rem-sur} = \frac{q_{ser} \times L}{2} = 20 \text{ KN/ml.}$$

q_{sur} : surcharges sur remblais.

- **Combinaison d'action**

A L'ELS : $R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = 68.42 \text{ KN.m/ml.}$

A L'ELU : $R_{ultim} = 1.35 R_G + 1.6 R_Q = 91.97 \text{ KN.m/ml.}$

- **Ferrailage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec Robot expert $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$; On prend 7HA16/ml avec un espacement $e = 15 \text{ cm.}$

Pour le ferrailage longitudinal on opte : 7HA12/ml avec un espacement $e = 15 \text{ cm.}$

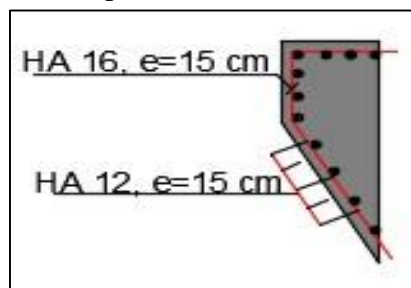


Figure XI. 18 : Ferrailage de corbeau.

XI.3.2.5. Mur en retour

Le mur en retour est un élément qui est encastré dans la semelle, Il est soumis aux charges suivantes : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

On modélise le mur en retour à l'ELS par le logiciel ROBOT, les résultats sont présentés ci-dessous :

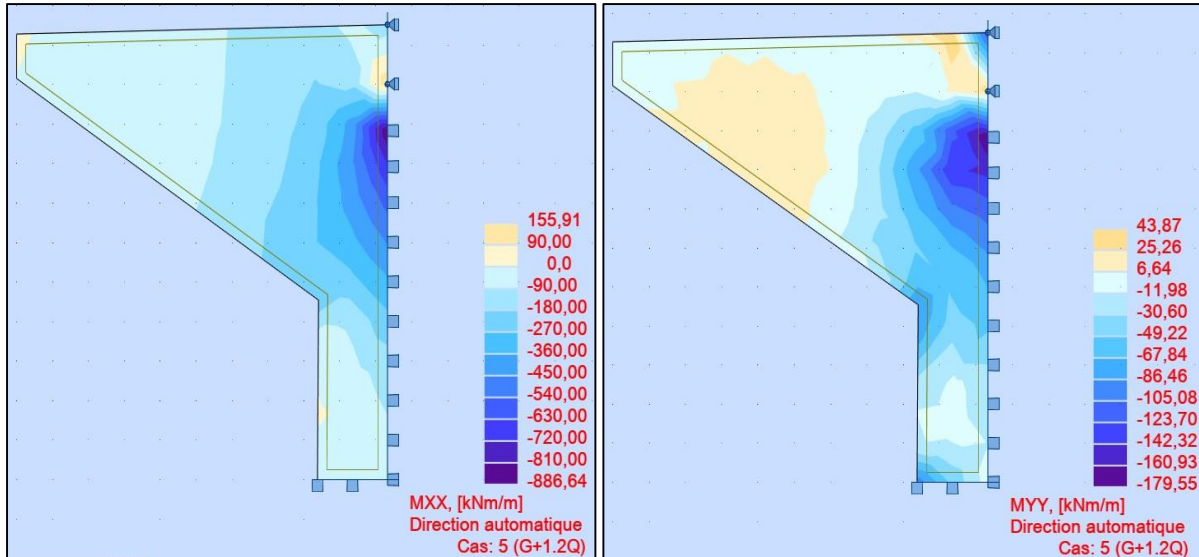


Figure XI. 19: Les moments M_{yy} et M_{xx} sur le mur en retour avec logiciel.

Tableau XI. 31 : Ferrailage de mur en retour.

Armatures principales		
Armatures	A_s (cm ²)	On opte
Horizontales	24.7	7HA25/ml avec un espacement $e=15$ cm.
Verticales	9.5	7HA14/ml avec un espacement $e=15$ cm.
Armatures de constructions		
Horizontales	8.23	7HA14/ml avec un espacement $e=15$ cm.
Verticales	3.16	7HA10/ml avec un espacement $e=15$ cm.

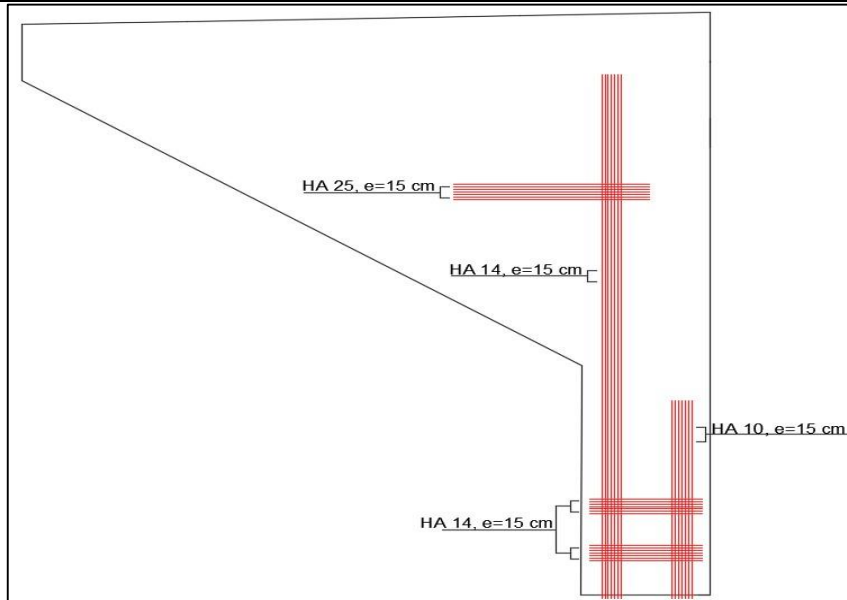
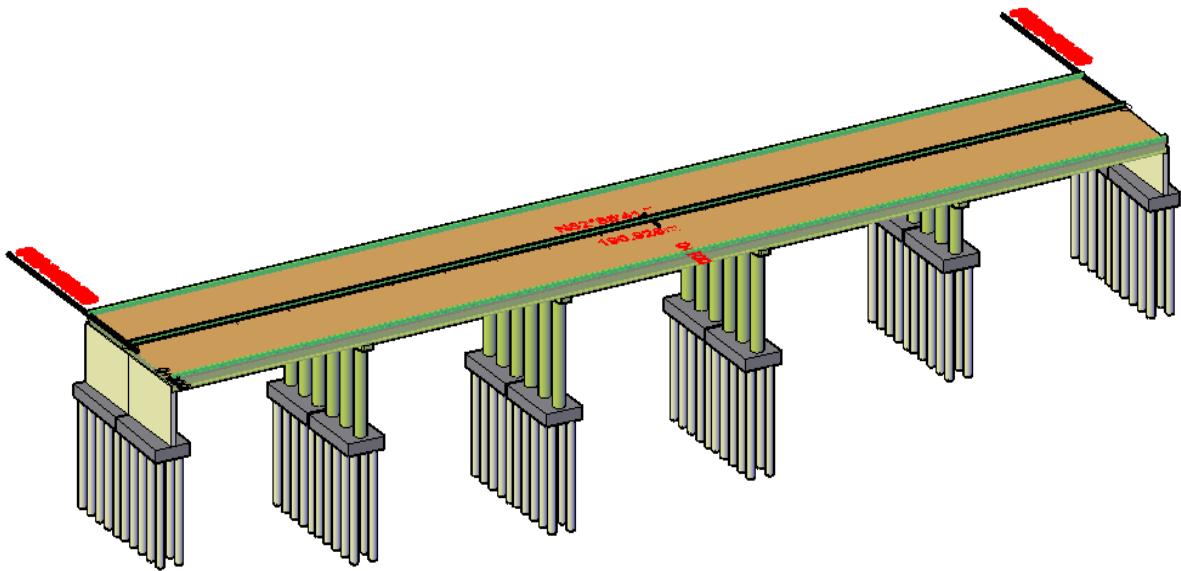


Figure XI. 20 : Ferrailage mur en retour.

XI.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traité le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études à été une occasion pour nous, de mettre en pratique sur un cas réel les connaissances théoriques, acquises pendant nos trois années à l'école nationale supérieure des travaux publics, et les notions fondamentales concernant la conception et dimensionnement d'un pont.

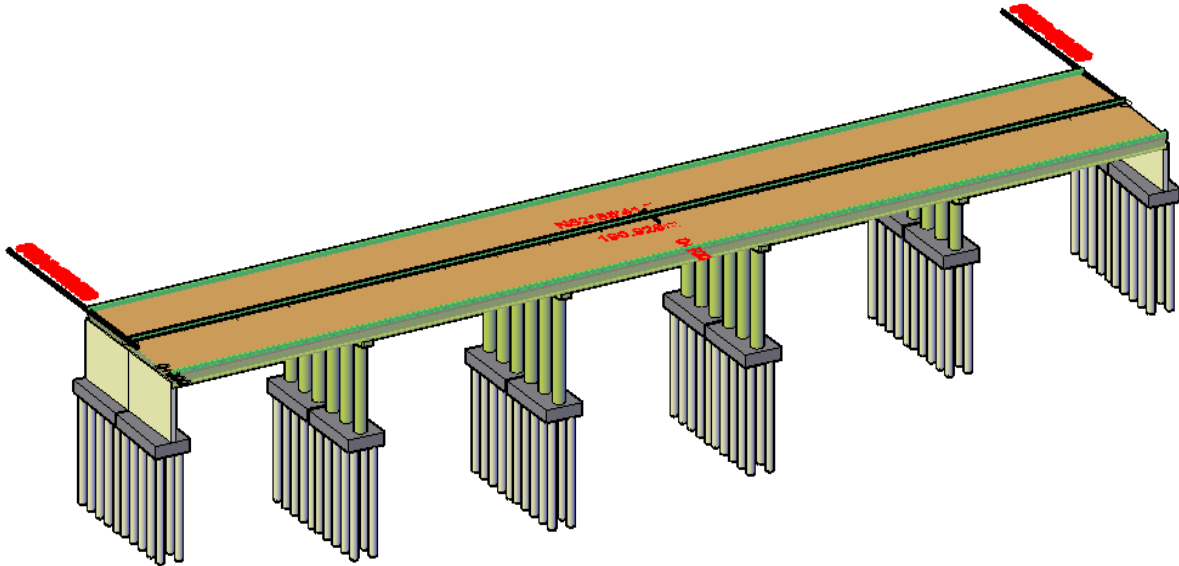
La conception par BIM offre une approche plus avancée par rapport la conception, telle que la modélisation 3D nous a donné une représentation virtuelle et détaillée de l'ouvrage, qui facilite la visualisation, l'analyse et la gestion des informations. Elle permet une meilleure coordination, une gestion améliorée du cycle de vie et une réduction des erreurs et de temps, optimisation de cout. Cela permet de construire des infrastructures plus efficaces et durables.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols.

Ce mémoire, m'a vraiment aidé à développer mes compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques. Ce mémoire m'a donné également l'opportunité à s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui m'a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Enfin, il me reste juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

ANNEXE A :
RESULTATS
GEOTECHNIQUES



EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE


 مختبر الصوامع للمراقبة النوعية والطبقة مواد البناء والطرق والادغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SAS BOUJRA SAMR ET FRÈRES / مؤسسة بوجرا سامر وشركاهة / 185 د. 14871000 Adresse : Route de l'hôpital Amirouh 05200 (ne) Bejaia Tel : 034 24 07 99 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : R:S045+18												
Projet : Réalisation des sondages carottés et pressiométriques Endroit : PK45+729				Dossier N° : 003.ES.2018 Client : CRCC										
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Fonceuse :										
				Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Ramané <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Echelle (m)	Profondeur (m) Profondité (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	PCO	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
0.00	0.00										Argiles limoneuses marron légèrement graveleux			
1.50	1.50										Argiles limoneuses rougeâtres			
3.00	3.00										Argiles limoneuses avec des auréoles d'encroûtements			
4.50	4.50										Marnes schisteuses plus ou moins argilo-graveleuses			
6.00	6.00										Marnes schisteuses plus ou moins argileuses avec des traces d'encroûtement			
7.50	7.50										Marnes schisteuses plus ou moins argileuses à amas de marnes			
9.00	9.00										Marnes schisteuses avec passage de banc marno-calcaire			
10.50	10.50										Fin du forage à une profondeur de 20 m.			
12.00	12.00													
13.50	13.50													
15.00	15.00													
16.50	16.50													
18.00	18.00													
19.50	19.50													
21.00	21.00													
22.50	22.50													
24.00	24.00													
25.50	25.50													
REMARQUES :											TYPE D'ÉCHANTILLON : CP : Carottier enroulé TM : Tube à percussion PS : Tube à piston fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABRÉVIATIONS : AD : Analyse granulométrique B : Bétonnage G : Limite d'Atterberg (L.P.) H : Teneur en eau HV : Poids volumétrique (g) AC : Analyse chimique CS : Caséinement restreint TS : Caséinement Total R _c : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique ISL : Gonflement libre R _v : Mesure à l'enfoncement	



Figure A. 1 : Sondage carotté sur 25 m de profondeur.

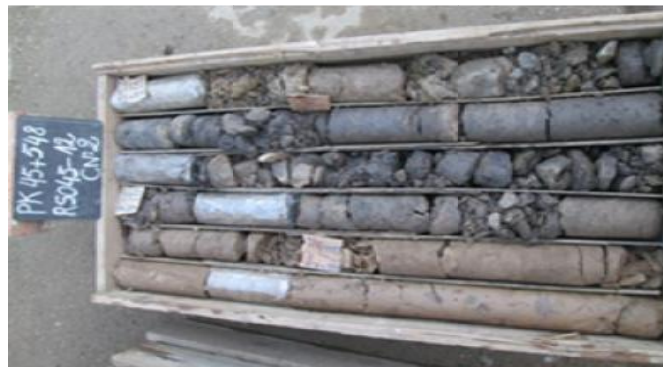


Figure A. 2 : Sondage carotté sur 20 m de profondeur.




Figure A. 3 : Sondage carotté sur 25 m de profondeur.

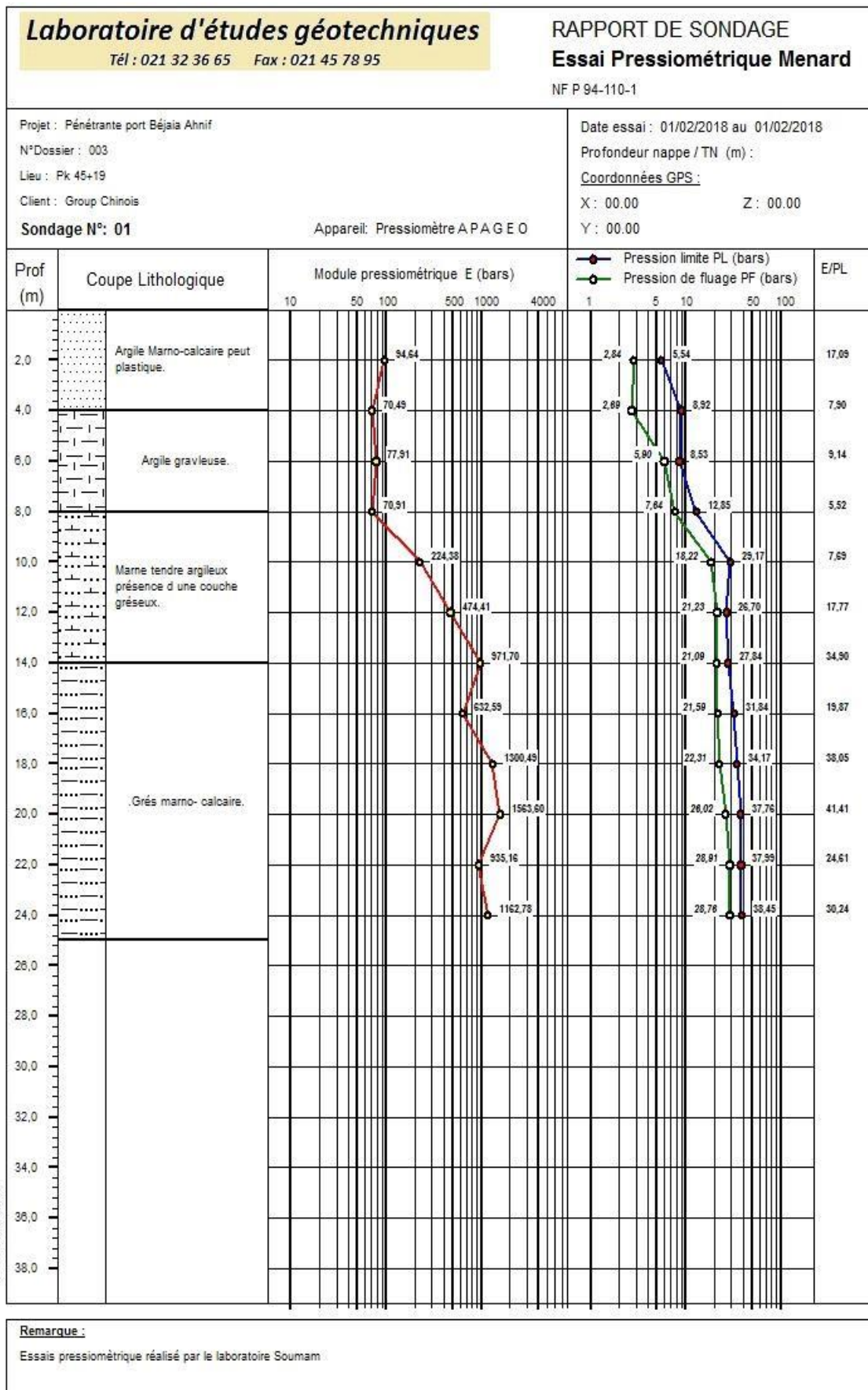


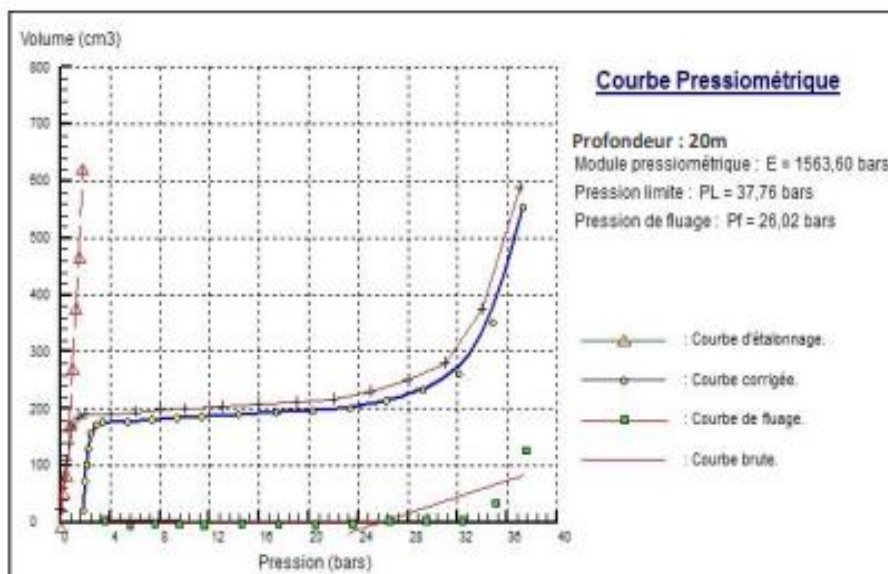
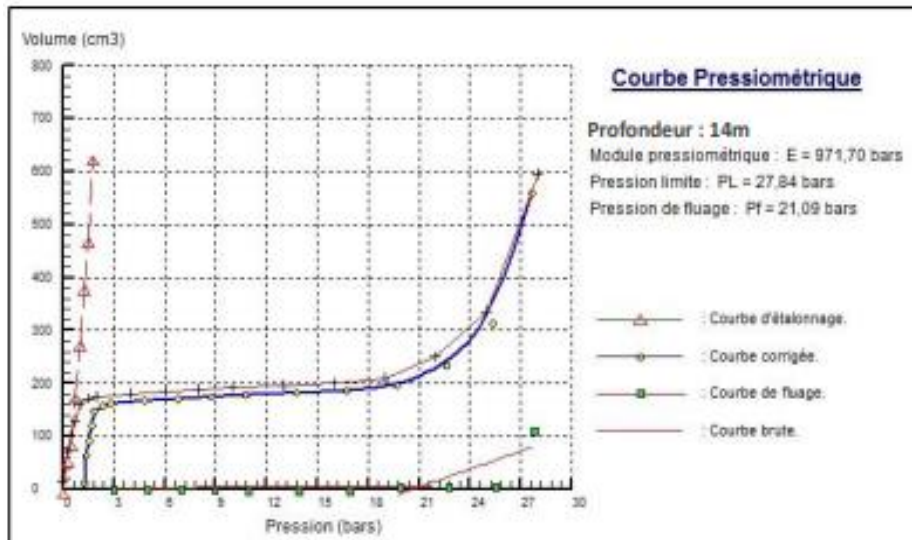
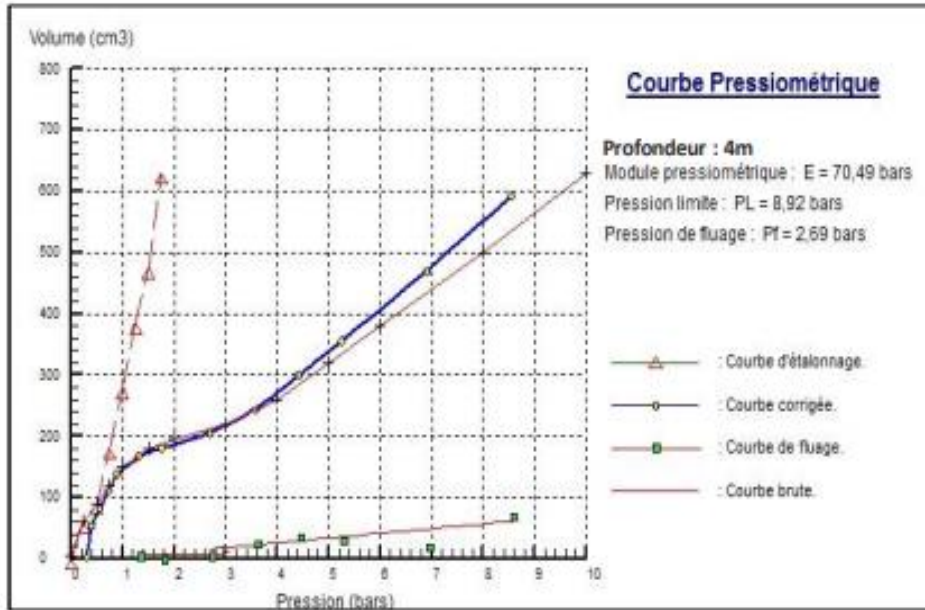
Figure A. 4 : Sondage carotté sur 20 m de profondeur.

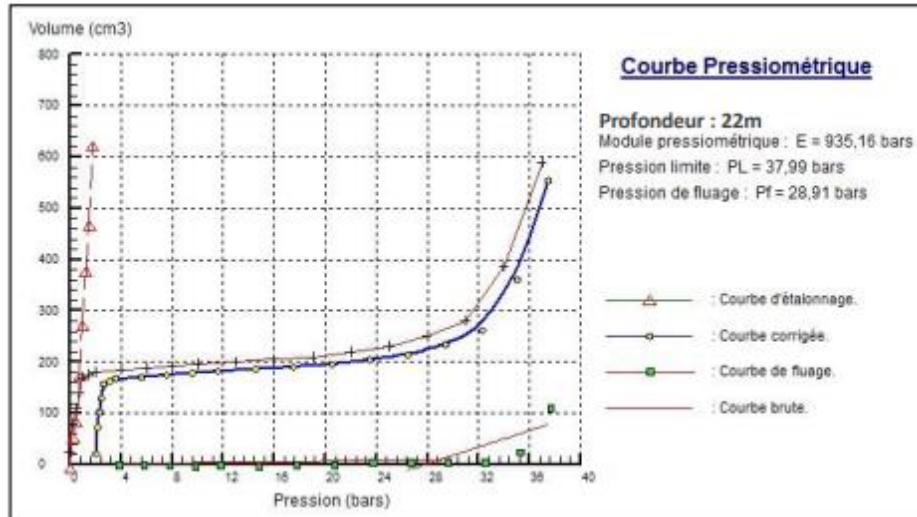
ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

 مركز الصوامع للمراقبة النوعية والطبقة مواد البناء، الطرق والاشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BATIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUMIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 115 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'Hopital Amizour 06300 (w) Béjaïa Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		<h2>RAPPORT DE FORAGE</h2> <p>Sondage : RS045-14</p>											
Projet : Réalisation des sondages carottés et pressiométriques Endroit : PK45+584		Dossier N° : 003.ES.2018 Client : CRCC											
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :											
Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Ramané <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
												Remblais	
												Argiles limoneuse beige graveleuses	
												Marnes argileuses gravo-cailleuses	
												Marnes schisteuses grisâtres	
												Marnes schisteuses beige intercalé avec des passages argileux	
												Marnes à marno-calcaire légèrement argileuses avec passages de filonnets de calcaire	
												Marnes schisteuses grisâtres plus ou moins argileuses	
												Marnes schisteuses plus ou moins argileuses avec des lentilles de gypse	
												Marnes à marno-calcaire plus ou moins compactes avec passage de schistes argileux	
												Marnes schisteuses intercalé avec des marnes	
												Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
REMARQUES :												TYPE D'ÉCHANTILLON : CP : Carottier fendu TU1 : Tube à paroi mince PB : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AB : Analyse géométrique S : Sédiments v : Vitesse d'analyse (V, P) W : Teneur en eau Wv : Poids volumétrique (g) AC : Analyse chimique CR : Classification rock TR : Classification triaxiale R : Résistance à la compression CBR : Essai de compression S : Sédiments R : Refus à l'enfoncement

EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE







Les résultats des essais pressiométriques sont insérés dans le tableau suivant :

PS045-17 Profondeur	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bar)	E/PL
2.0m	97.99	6.96	14,08
4.0m	265.15	11.40	23,26
6.0m	455	17.47	26,04
8.0m	524.47	26.81	19,56
10.0m	810.43	24.96	32,47
12.0m	914.47	28.00	32,66
14.0m	823.65	31.14	26,45
16.0m	847.34	34.44	24,60
18.0m	1394.08	37.95	36,73
20.0m	1363.13	38.14	35,74
22.0m	1185.54	38.45	30,83
24.0m	1562.88	38.18	40,93

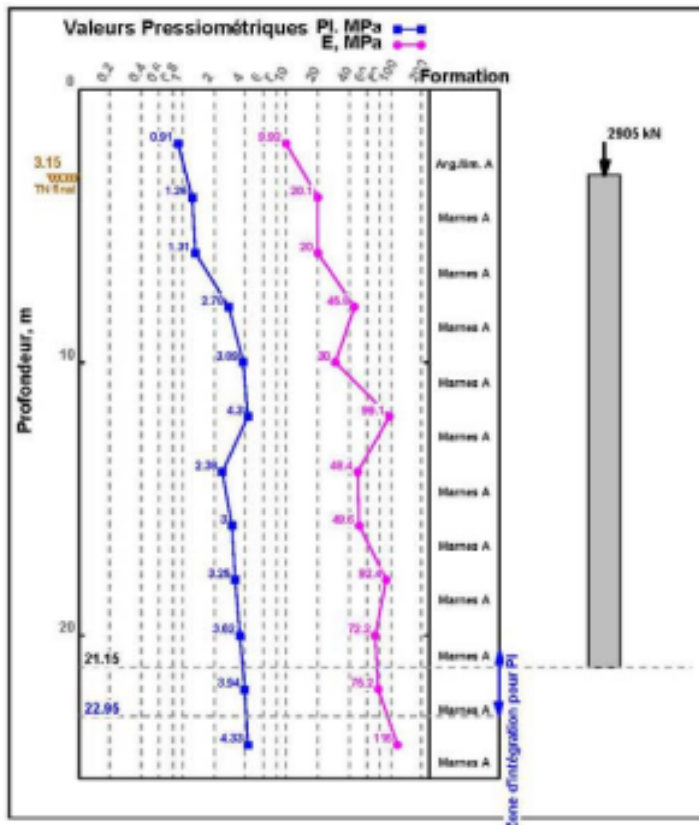
c. Essais au laboratoire

Des échantillons prélevés dans le sondage carotté RS045-16 à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires.

Les résultats des essais au laboratoire sont insérés dans le tableau suivant :

RS045-16 / PK 45+657	2.8-3.0m	7.5-7.8m	11.5-11.7m	12.6- 12.8m	16.6-7.0m	18.7-9.0m	20.5-20.7m	
Teneur /Eau wn %	17.77	0.79	12.56	0.48	9.18	12.07	10.39	
Densité Sèche γ_d (t/m3)	1.72	2.58	1.80	2.55	2.04	1.97	2.05	
Densité Humide γ_h (t/m3)	2.02	2.60	2.03	2.56	2.23	2.21	2.26	
Degré de Saturation (Sr%)	83.56	45.71	6.22	21.69	77.00	88.27	87.99	
Indice des vides (e)	0.57	0.05	0.50	0.06	0.32	0.37	0.32	
Granularité % Tamisât	2mm	72.59	/	/	63.82	38.64	52.65	52.81
	80 μ m	41.62	/	/	17.09	9.66	23.67	8.57
Compression simple	Rc(bars)	/	44	55	/	/	/	
Analyse chimique sommaire	Ca CO ₃ %	/	/	/	22.30	/	27.40	/

Exemple de calcul de LA CAPACITE PORTANTE DE SOL



Pieu
 Type de pieu : Foré boue
 Prof. Base : 21.15 m ; Largeur : 1.2 m
 Périmètre : 3.77 m ; aire : 1.13 m²
 Encastr. formation porteuse : 18 m
 mise en oeuvre sans refoulement du sol

Fichier : PK45+639 P3(droite) RSO45-15.gfd

Résultats détaillés : capacité portante

Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_c \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 7.67 \text{ MN}$$

$$B = 1.2 \text{ m} ; h = 18 \text{ m}$$

$$a = \max(0.5 ; B/2) = 0.6 \text{ m} ; b = \min(a ; h) = 0.6 \text{ m}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3 \cdot a + b} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} P_l^*(z) \cdot dz = 3.91 \text{ MPa}$$

$$k_p = 1.8 \text{ (d'après tableau)}$$

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* = 7.03$$

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u = 7.95 \text{ MN}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 15.6 \text{ MN}$$

$$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 9.34 \text{ MN}$$

$$Q_tu = Q_{su} = 7.67 \text{ MN}$$

$$Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 5.37 \text{ MN}$$

$$Q_{max}(\text{ELU Fondamental}) = Q_u / 1.4 = 11.2 \text{ MN}$$

$$Q_{max}(\text{ELU Accidentel}) = Q_c / 1.4 = 13 \text{ MN}$$

$$Q_{max}(\text{ELS Rare}) = Q_c / 1.1 = 8.5 \text{ MN}$$

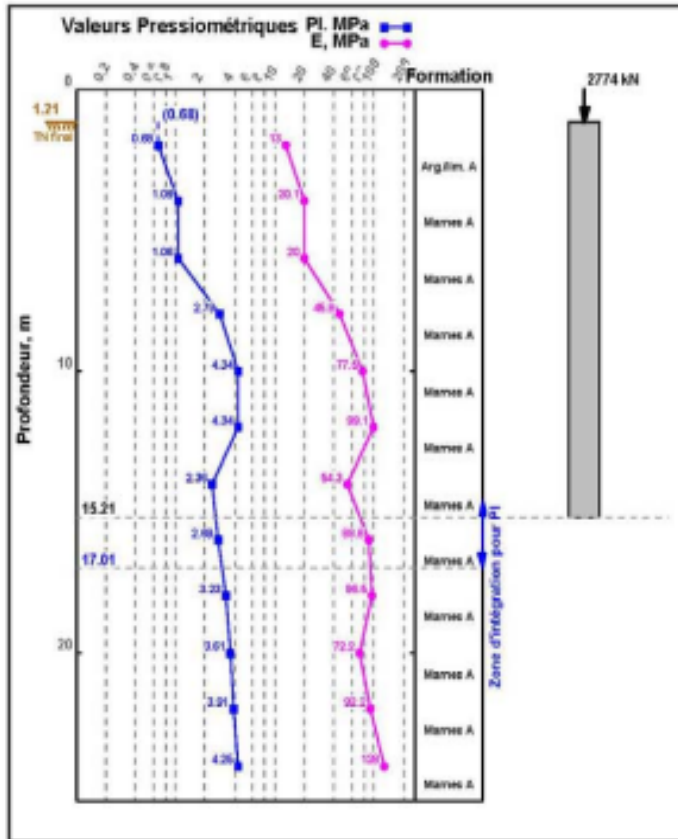
$$Q_{max}(\text{ELS QuasiPermanent}) = Q_c / 1.4 = 6.67 \text{ MN}$$

$$Q_{min}(\text{ELU Fondamental}) = - Q_{tu} / 1.4 = -5.48 \text{ MN}$$

$$Q_{min}(\text{ELU Accidentel}) = - Q_{tu} / 1.3 = -5.9 \text{ MN}$$

$$Q_{min}(\text{ELS Rare}) = - Q_{tc} / 1.4 = -3.83 \text{ MN}$$

$$Q_{min}(\text{ELS QuasiPermanent}) = 0 \text{ MN}$$



Pieu
Type de pieu : Foré boue
Prof. Base : 15.21 m ; Largeur : 1.2 m
Périmètre : 3.77 m ; aire : 1.13 m²
Encastr. formation porteuse : 14 m
mise en oeuvre sans refoulement du sol

Résultats détaillés : capacité portante
Par la méthode du Fascicule 62

$$Q_{su} = \rho_B \cdot P \int_0^D Q_s(z) \cdot dz = 5.12 \text{ MN}$$

B = 1.2 m ; h = 14 m
a = max(0.5 ; B/2) = 0.6 m ; b = min(a ; h) = 0.6 m

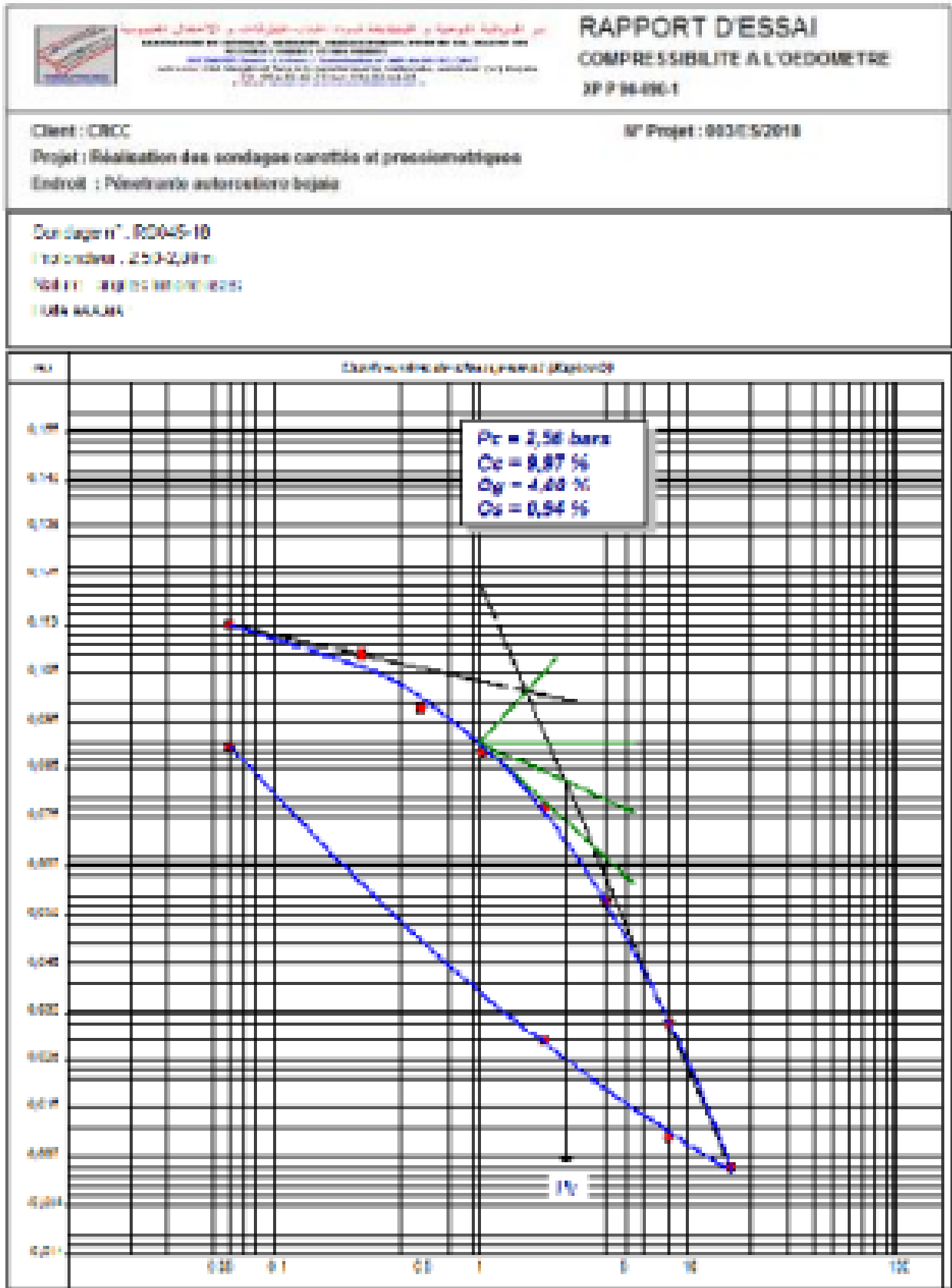
$$P_{le}^* = 1/(3 \cdot a + b) \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} P_l^*(z) \cdot dz = 2.68 \text{ MPa}$$

k_p = 1.8 (d'après tableau)
q_u = k_p · P_{le}^{*} = 4.83
Q_{pu} = ρ_p · A · q_u = 5.46 MN
Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 10.6 MN
Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 6.31 MN
Q_{tu} = Q_{su} = 5.12 MN
Q_{tc} = 0.7 Q_{su} = 3.59 MN

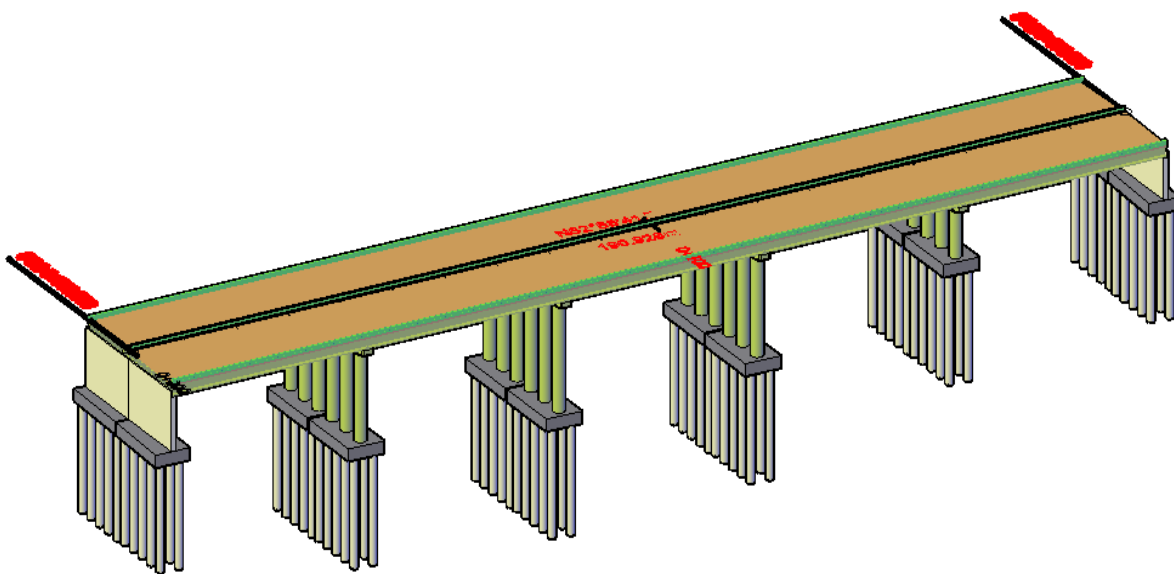
Q_{max}(ELU Fondamental) = Q_u / 1.4 = 7.56 MN
Q_{max}(ELU Accidentel) = Q_c / 1.4 = 8.82 MN
Q_{max}(ELS Rare) = Q_c / 1.1 = 5.74 MN
Q_{max}(ELS QuasiPermanent) = Q_c / 1.4 = 4.51 MN

Q_{min}(ELU Fondamental) = - Q_{tu} / 1.4 = -3.66 MN
Q_{min}(ELU Accidentel) = - Q_{tu} / 1.3 = -3.94 MN
Q_{min}(ELS Rare) = - Q_{tc} / 1.4 = -2.56 MN
Q_{min}(ELS QuasiPermanent) = 0 MN

Exemple d'essai œdométrique



ANNEXE B :
REPARTITION
TRANSVERSALE DES
CHARGES ET SURCHARGES



- Surcharge A(L) :

Deuxième poutre :

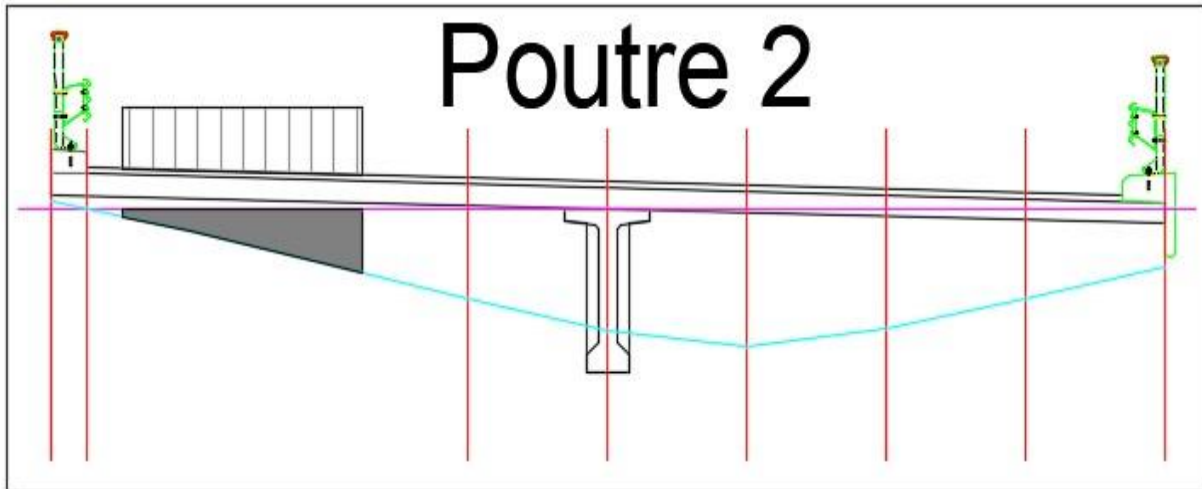


Figure B. 1 : Surface de la charge A(L) pour une voie.

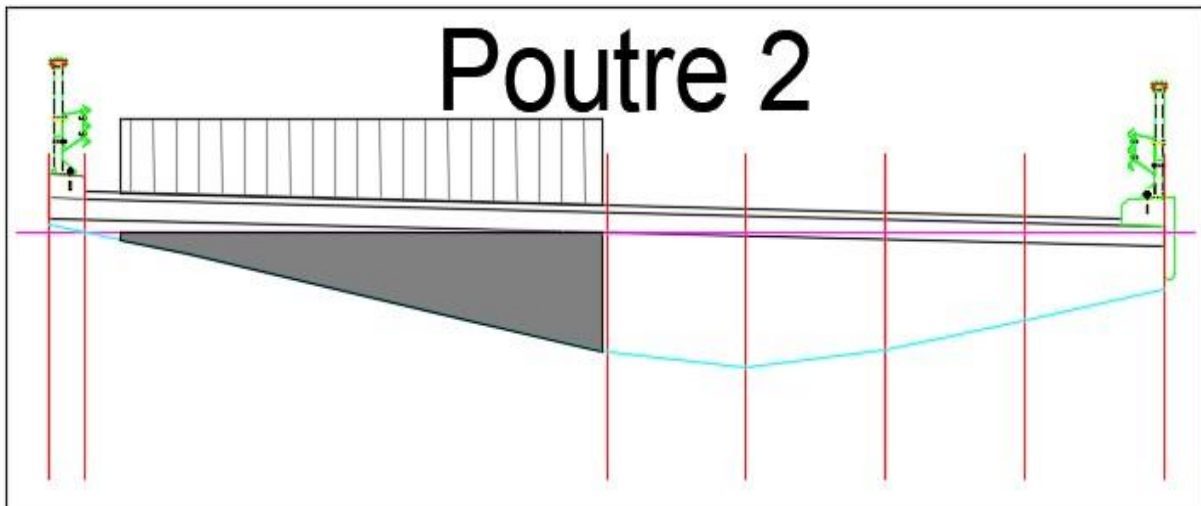


Figure B. 2 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.

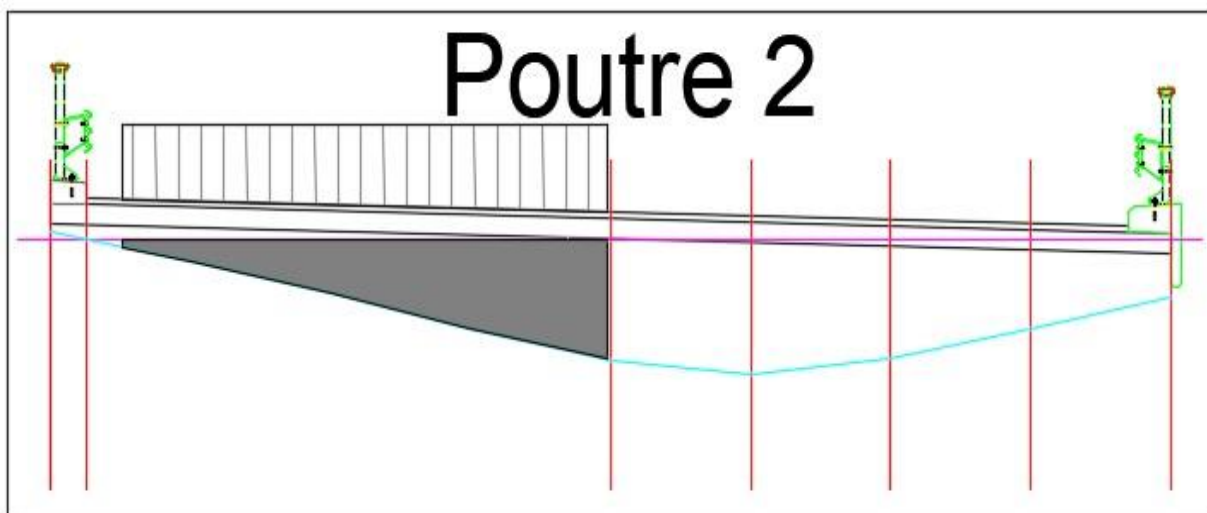


Figure B. 3 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.

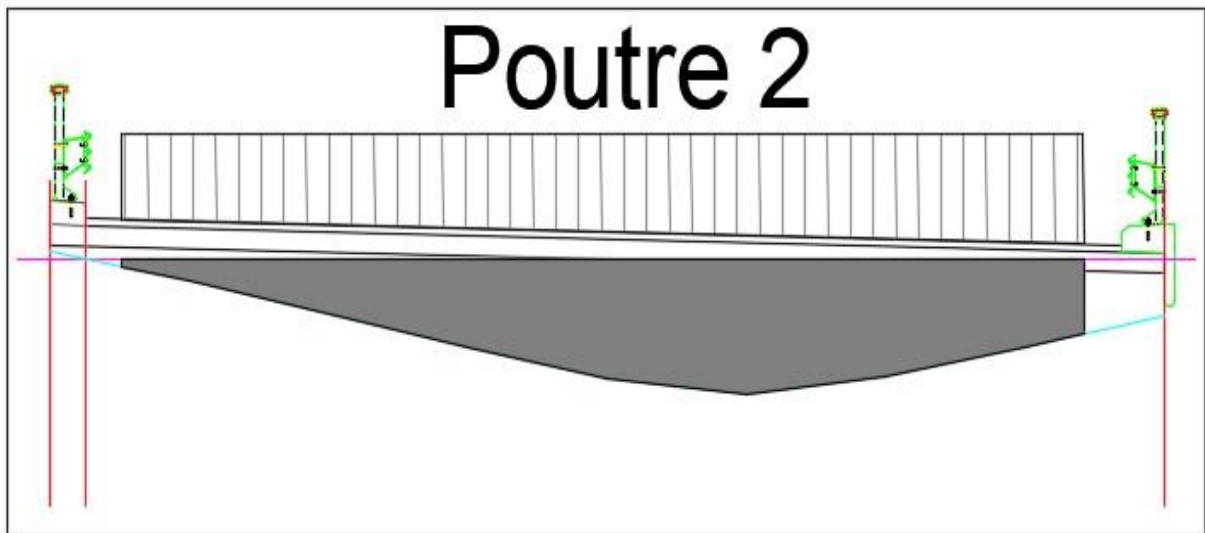


Figure B. 4 : Surface de la charge A(L) pour quatre voies.

Troisième poutre :

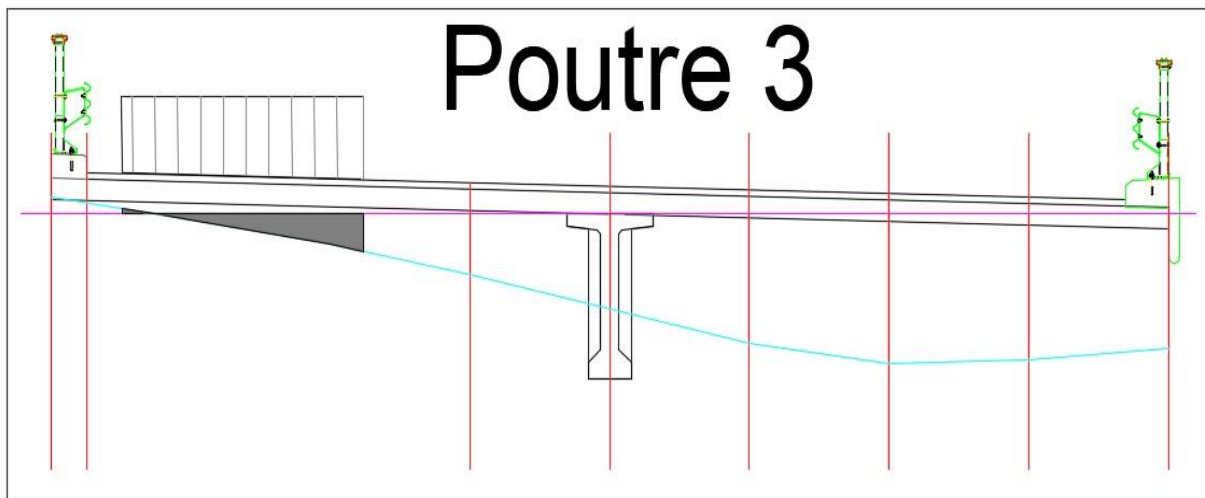


Figure B. 5 : Surface de la charge A(L) pour une voie.

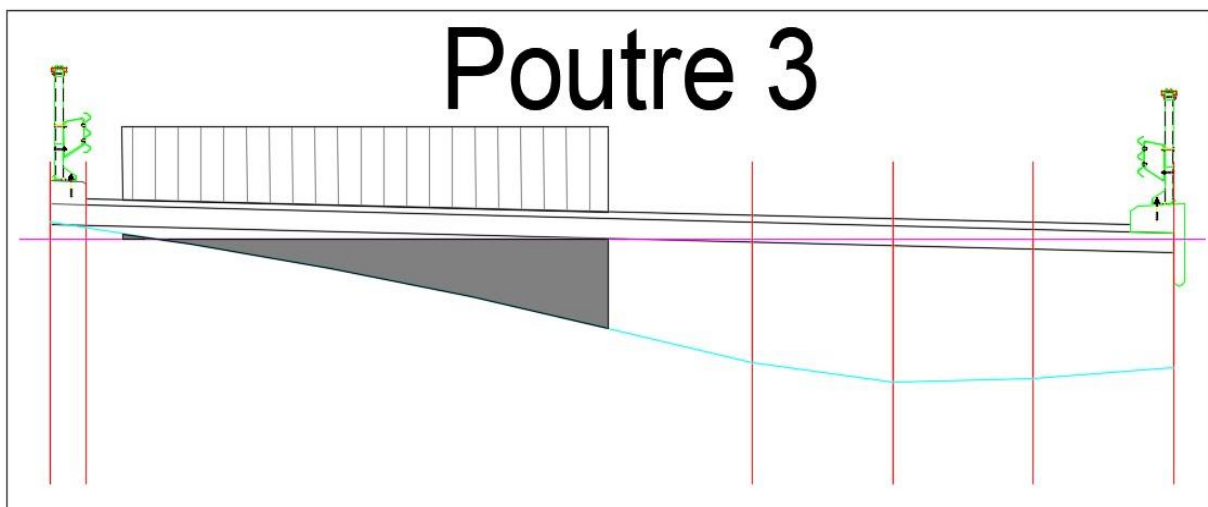


Figure B. 6 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.

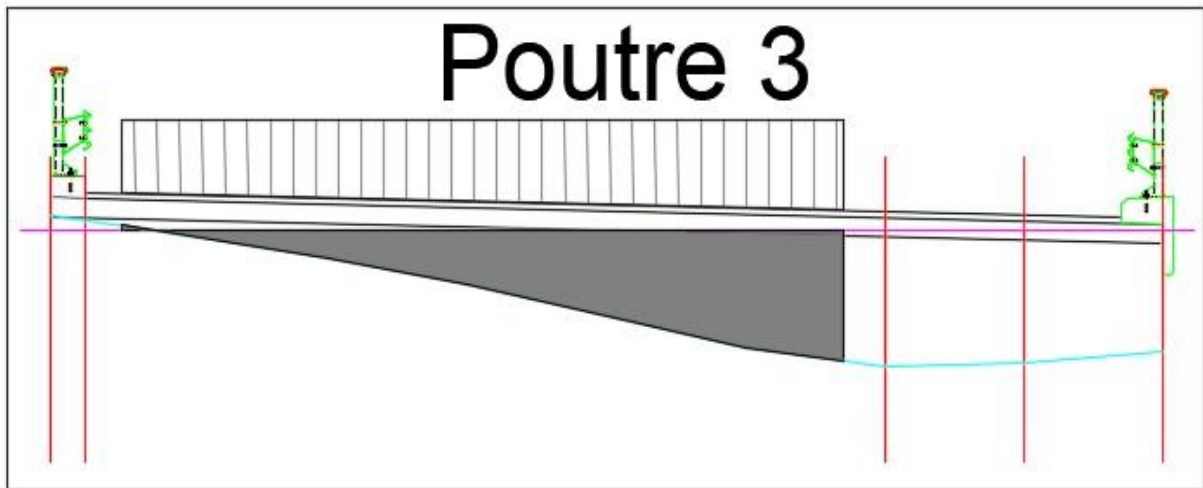


Figure B. 7 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.

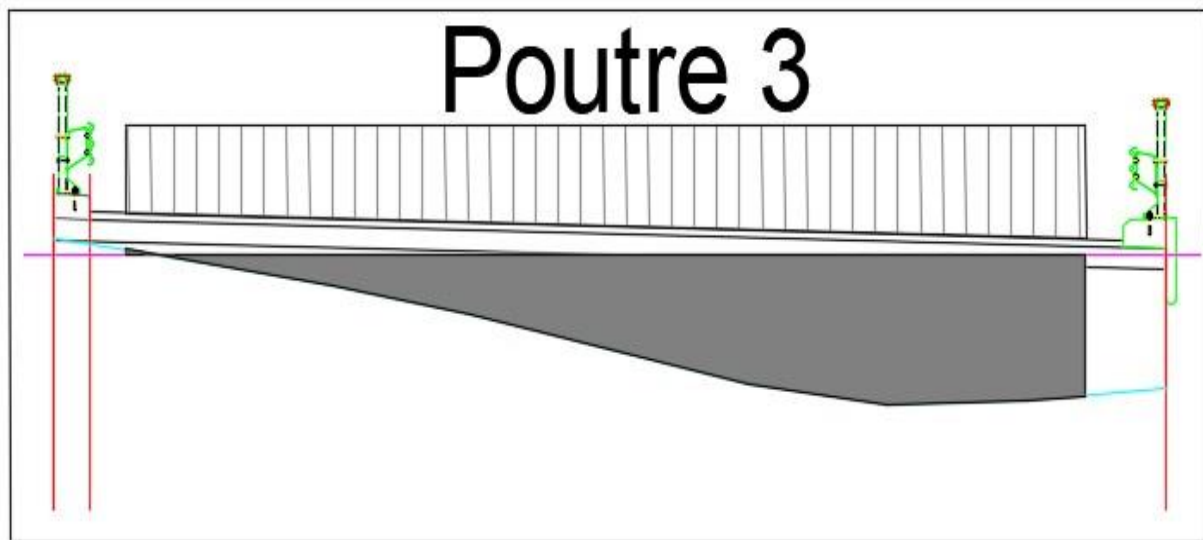


Figure B. 8 : Surface de la charge A(L) pour quatre voies.

Quatrième poutre :

Figure B. 9 : Surface de la charge A(L) pour une voie.

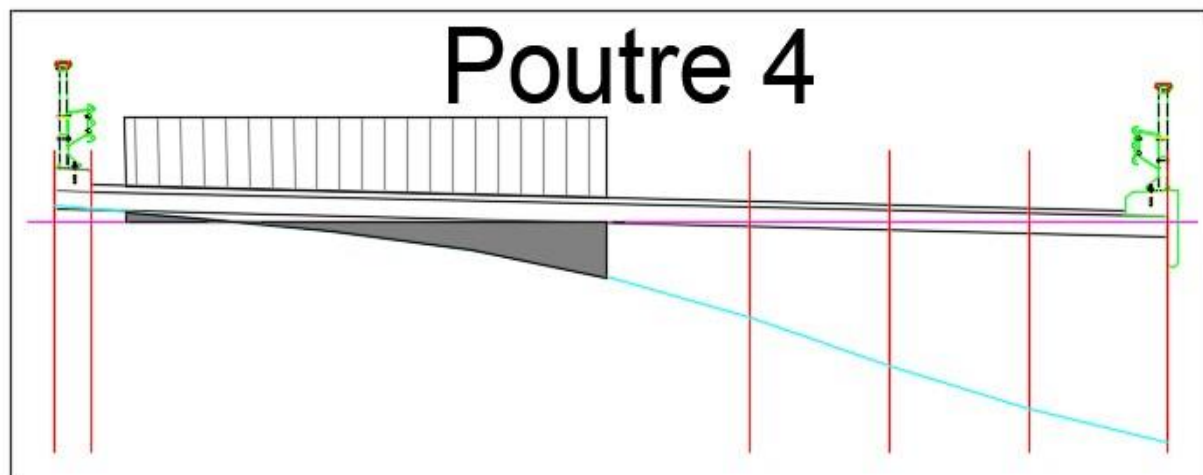


Figure B. 10 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.

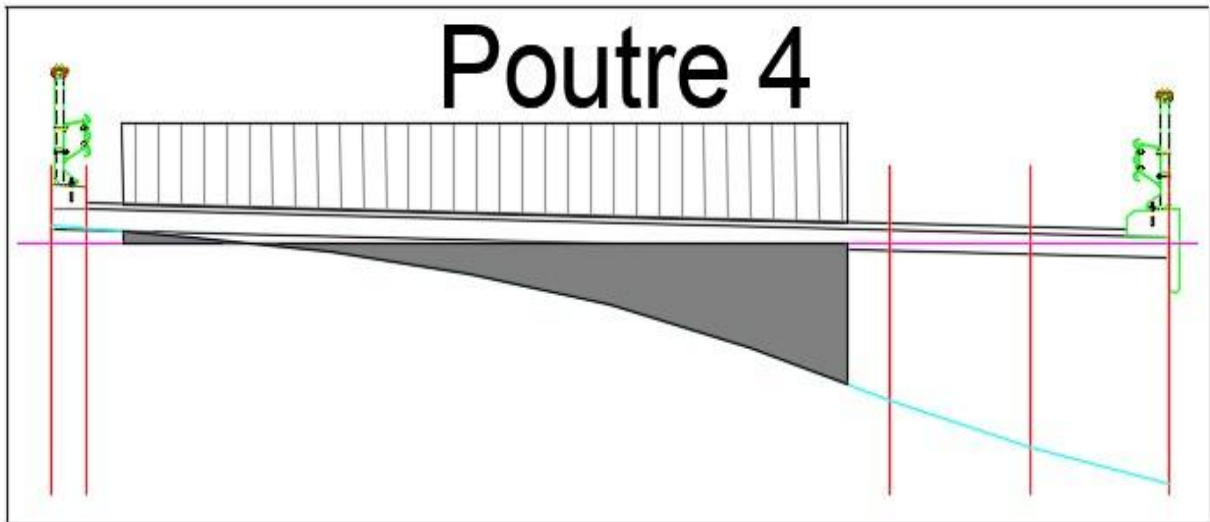


Figure B. 11 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.

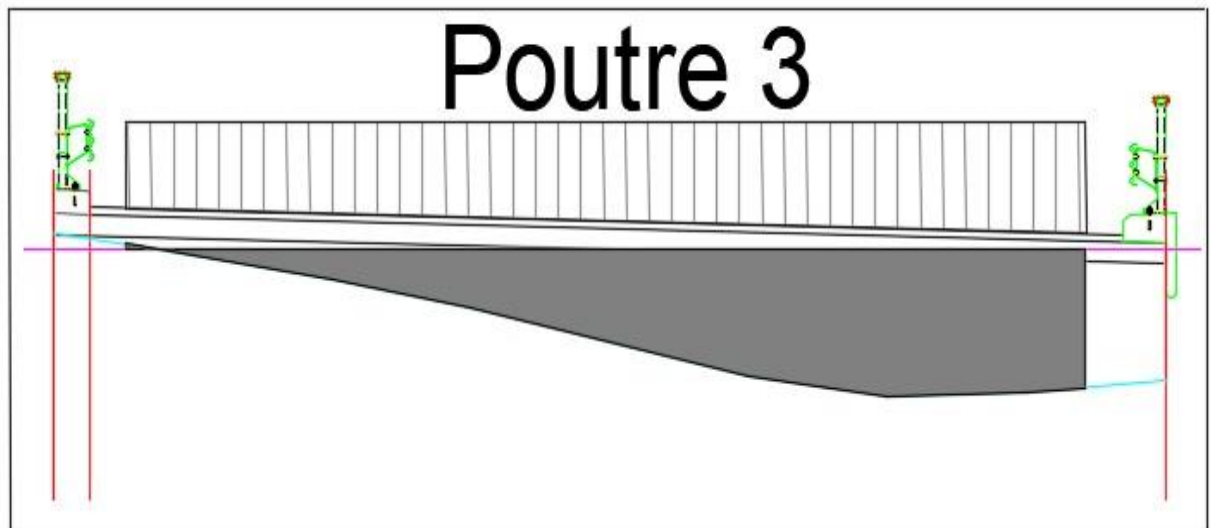


Figure B. 12 : Surface de la charge A(L) pour quatre voies.

Cinquième poutre :

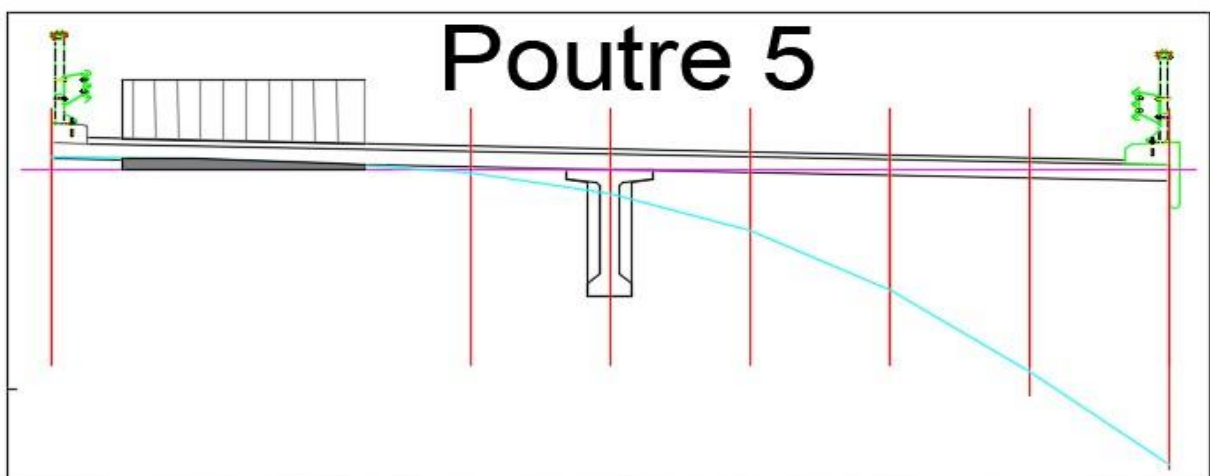


Figure B. 13 : Surface de la charge A(L) pour une voie.

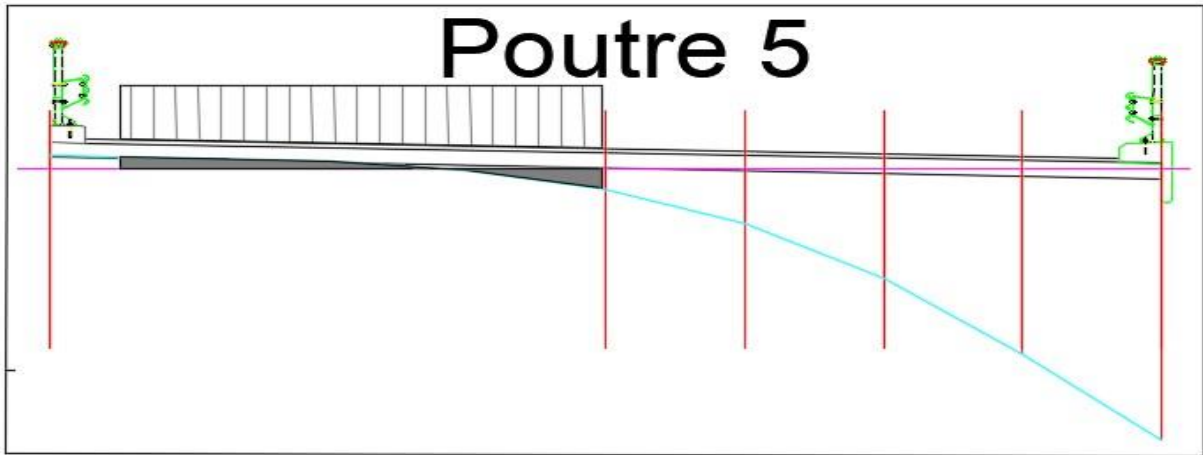


Figure B. 14 : Surface de la charge A(L) pour deux voies.

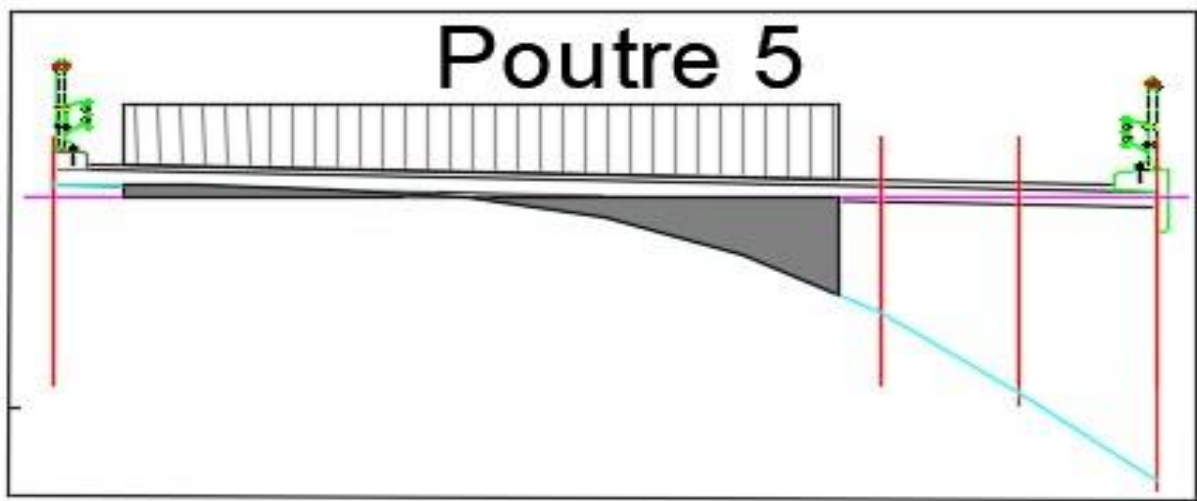


Figure B. 15 : Surface de la charge A(L) pour trois voies.

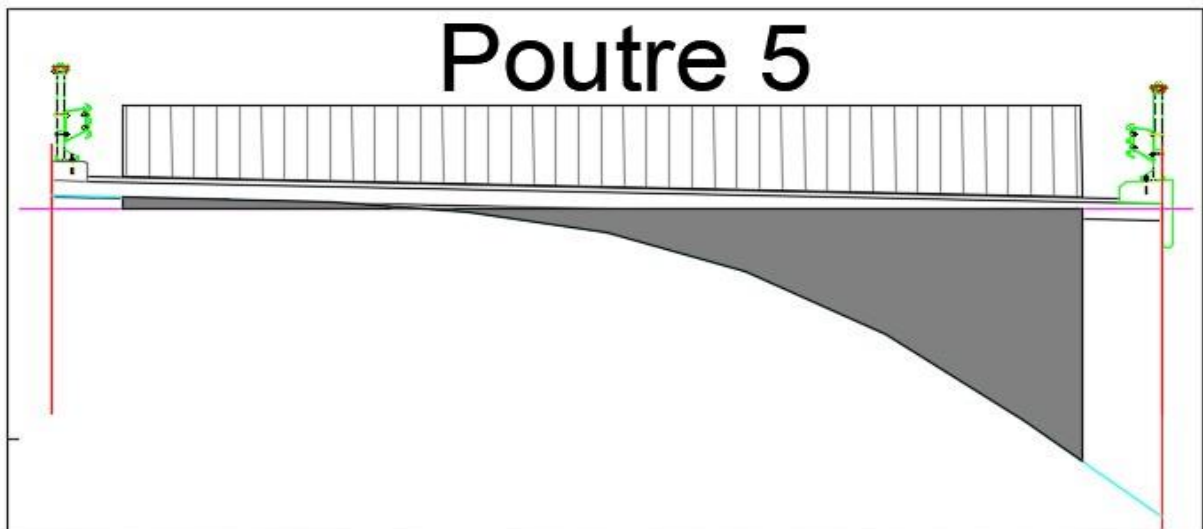


Figure B. 16 : Surface de la charge A(L) pour quatre voies.

- Surcharge Bc :

Deuxième poutre :

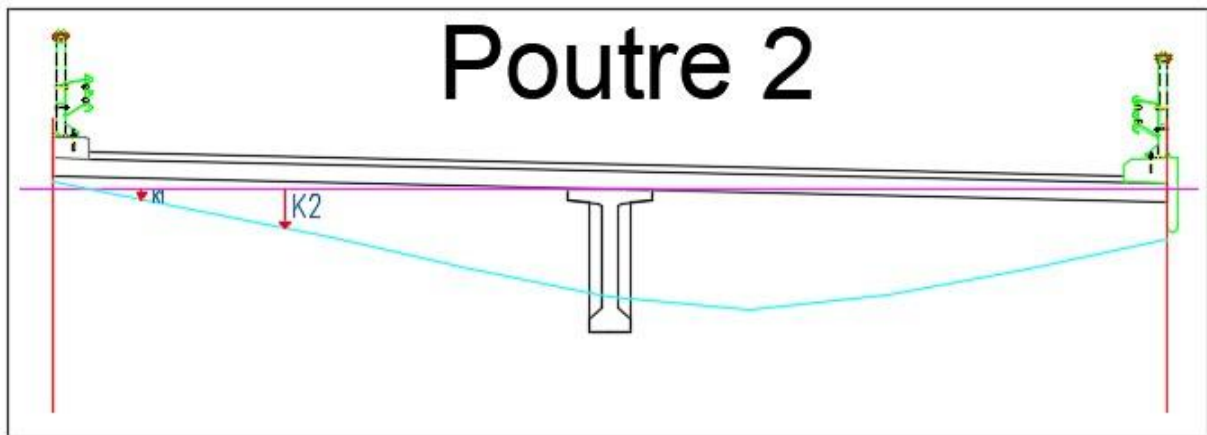


Figure B. 17 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour une voie.

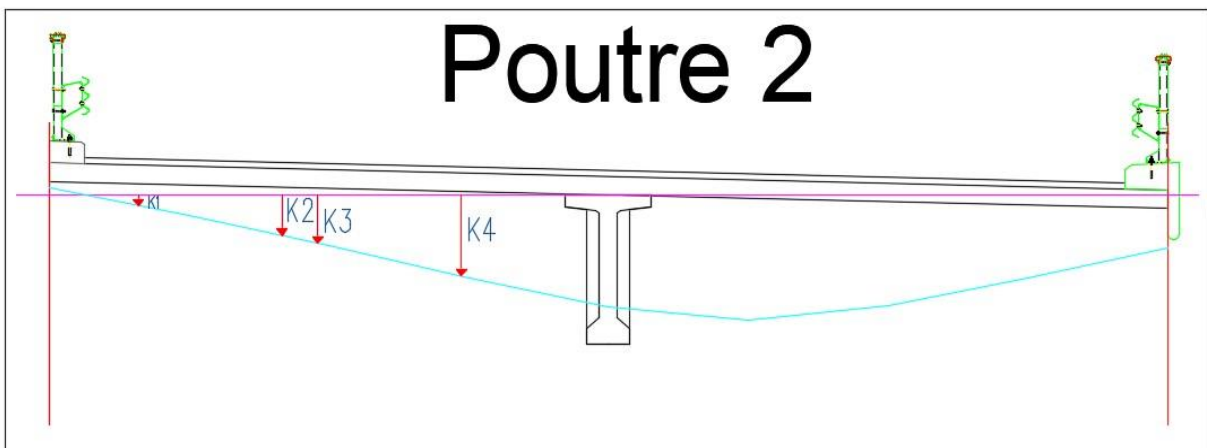


Figure B. 18 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour deux voies.

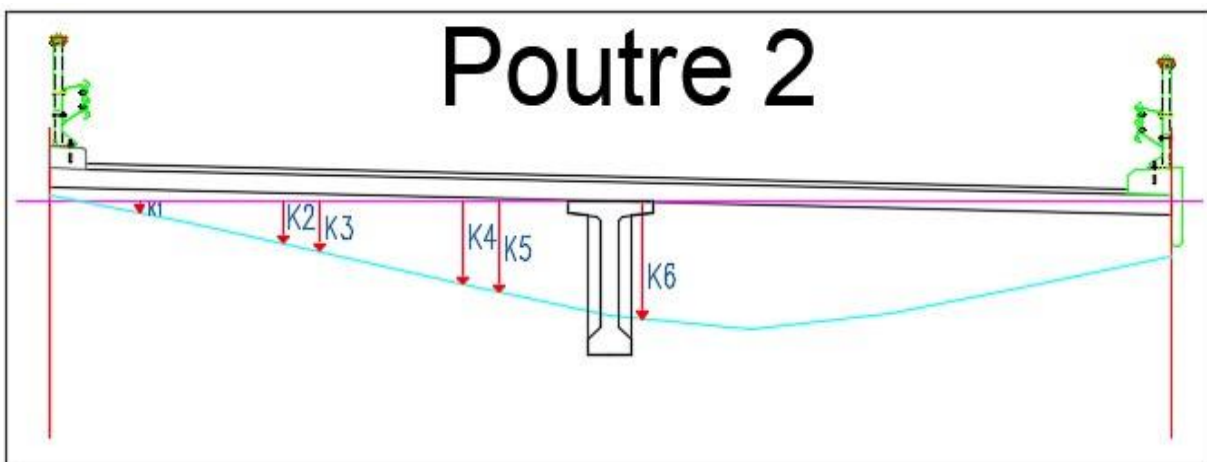


Figure B. 19 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge Bc pour trois voies.

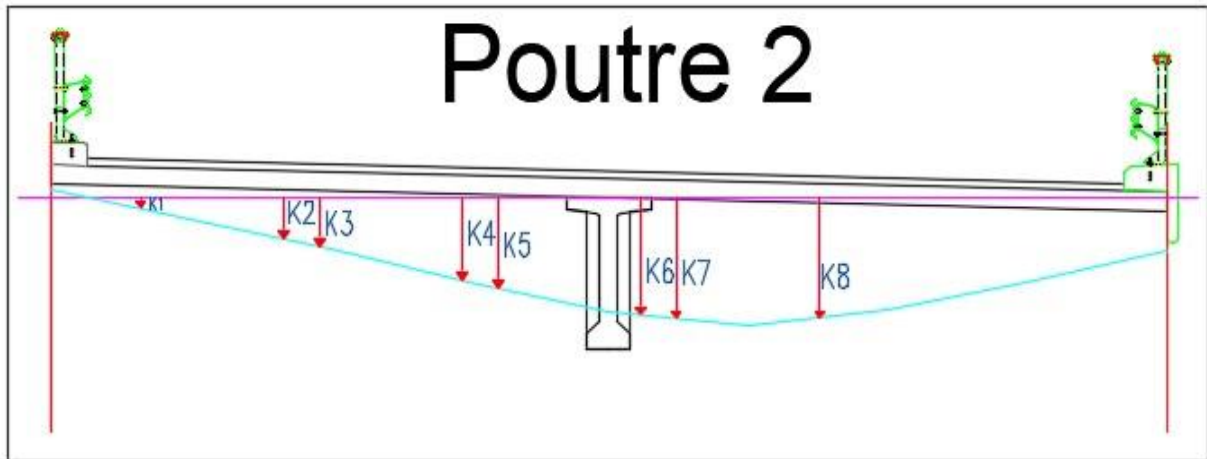


Figure B. 20 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge B_c pour quatre voies.

Troisième poutre :

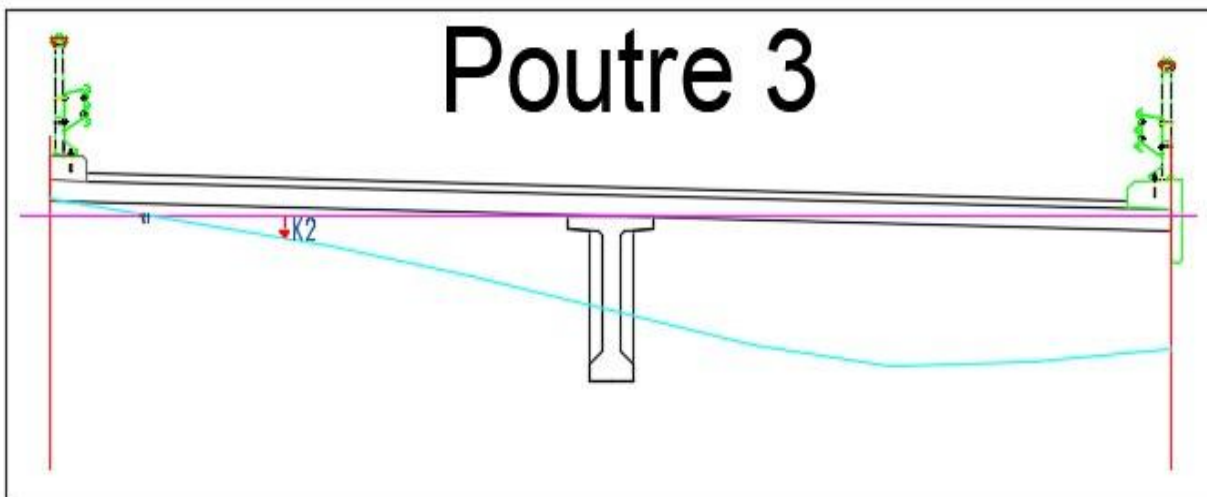


Figure B. 21 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge B_c pour une voie.

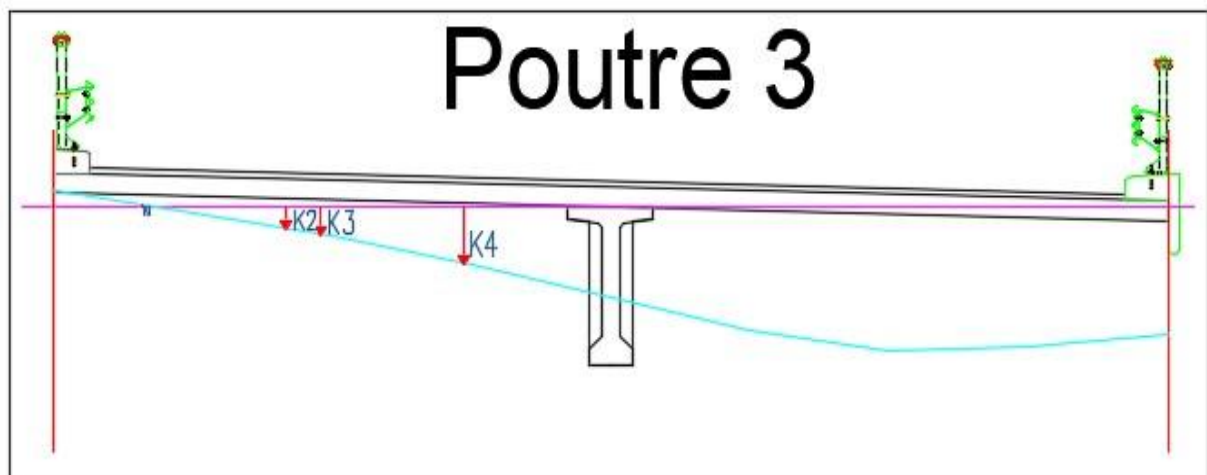


Figure B. 22 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge B_c pour deux voies.

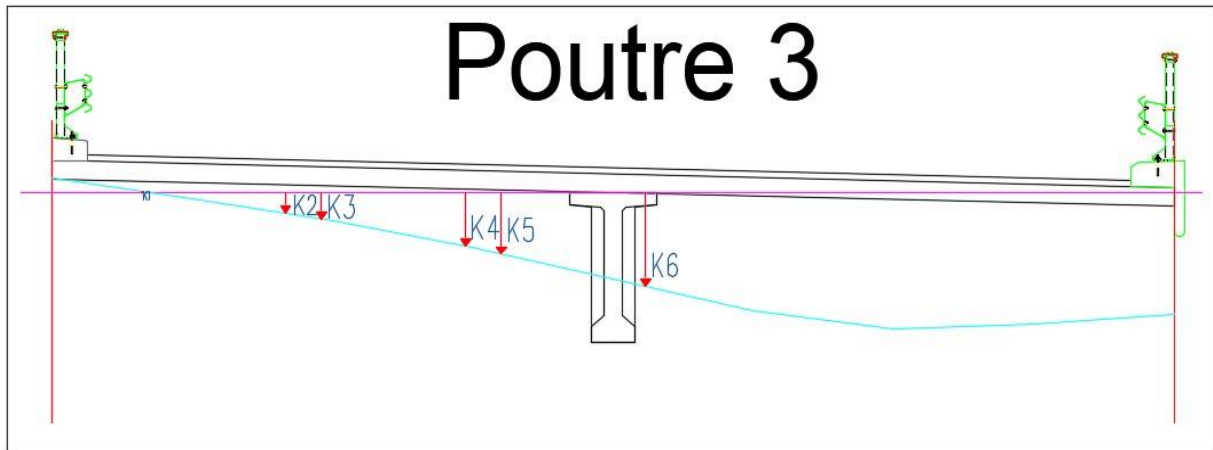


Figure B. 23 : Ligne d'influence pour la poutre ' 3'sous surcharge Bc pour trois voies.

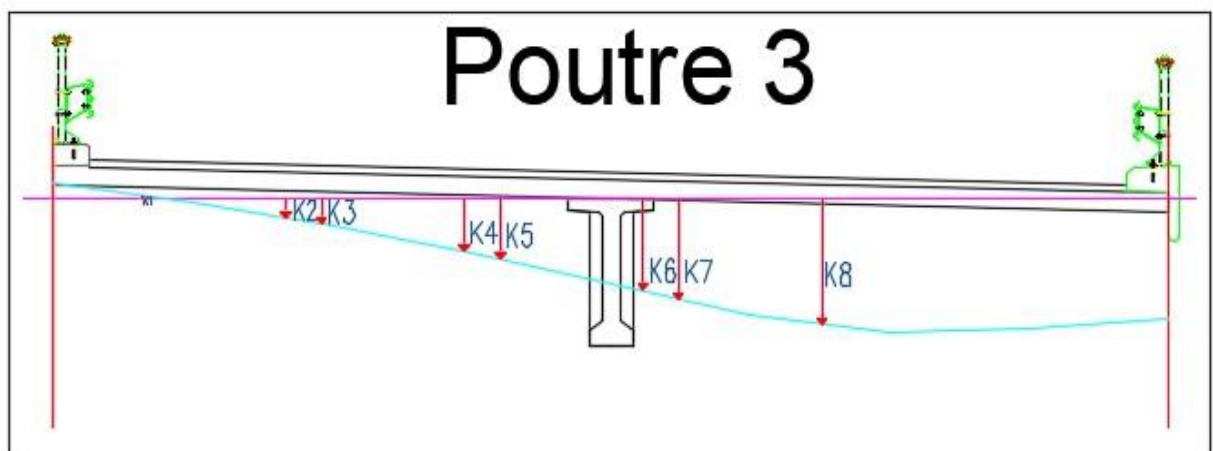


Figure B. 24 : Ligne d'influence pour la poutre ' 3'sous surcharge Bc pour quatre voies.

Quatrième poutre :

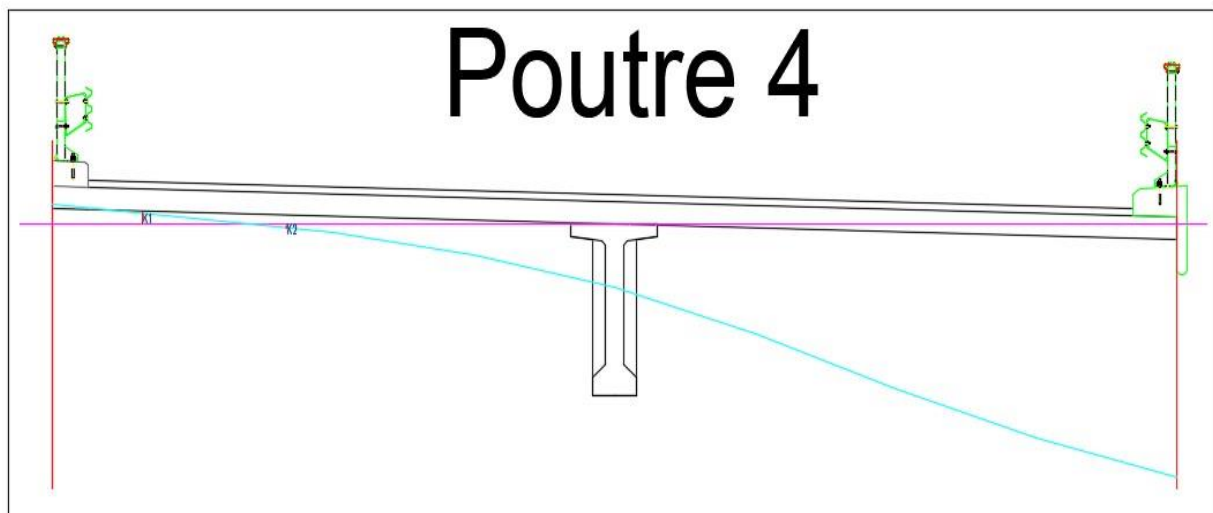


Figure B. 25 : Ligne d'influence pour la poutre ' 4'sous surcharge Bc pour une voie.

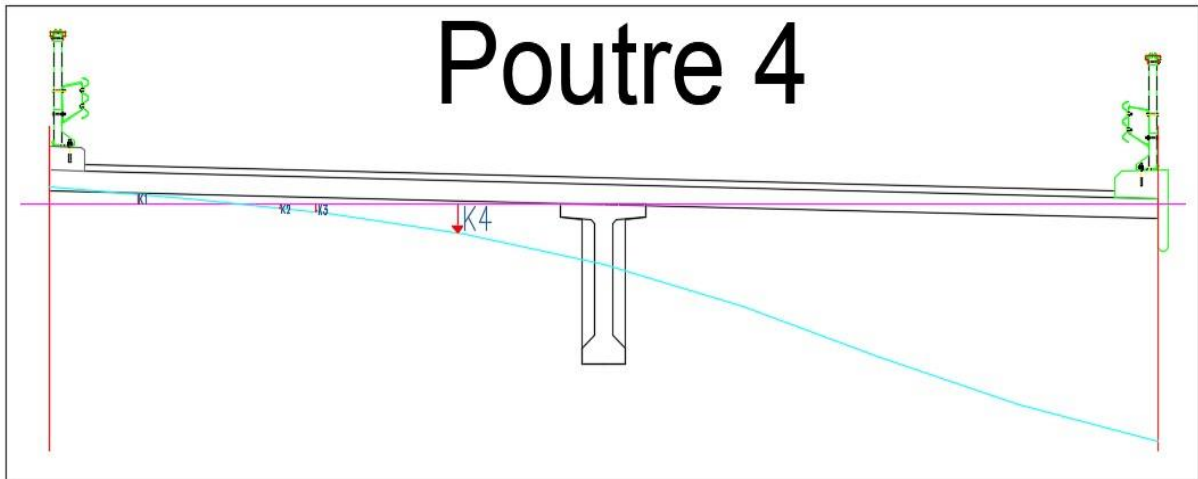


Figure B. 26 : Ligne d'influence pour la poutre ' 4'sous surcharge Bc pour deux voies.

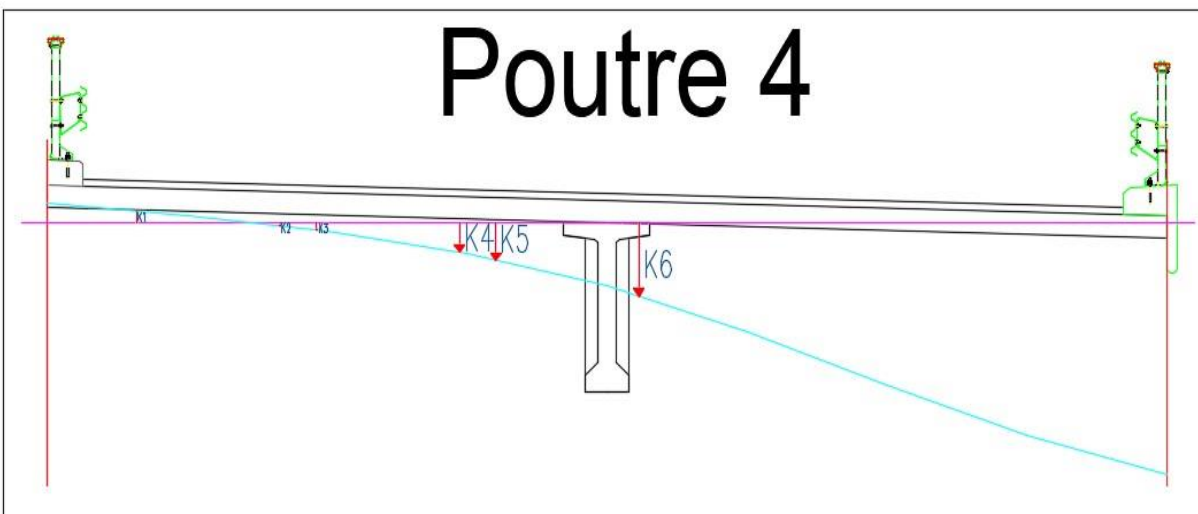


Figure B. 27 : Ligne d'influence pour la poutre ' 4'sous surcharge Bc pour trois voies.

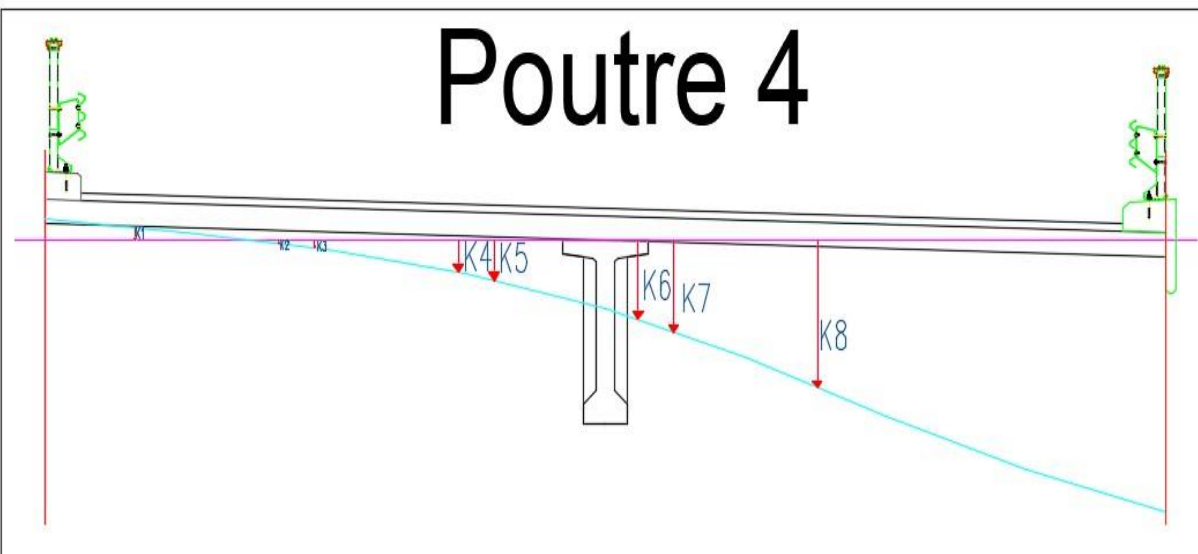


Figure B. 28 : Ligne d'influence pour la poutre ' 4'sous surcharge Bc pour quatre voies.

Cinquième poutre :

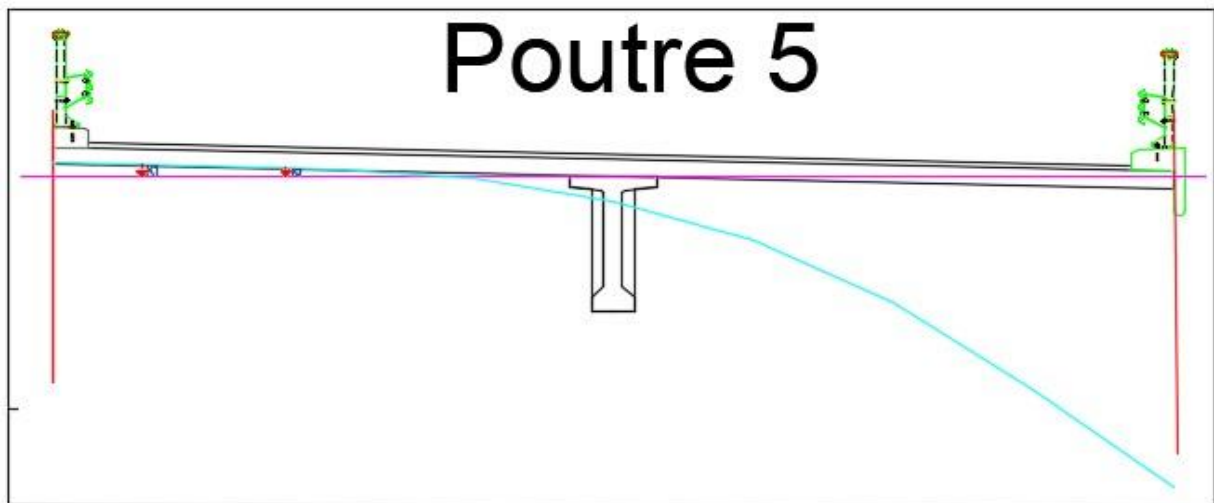


Figure B. 29 : Ligne d'influence pour la poutre ' 5'sous surcharge Bc pour une voie.

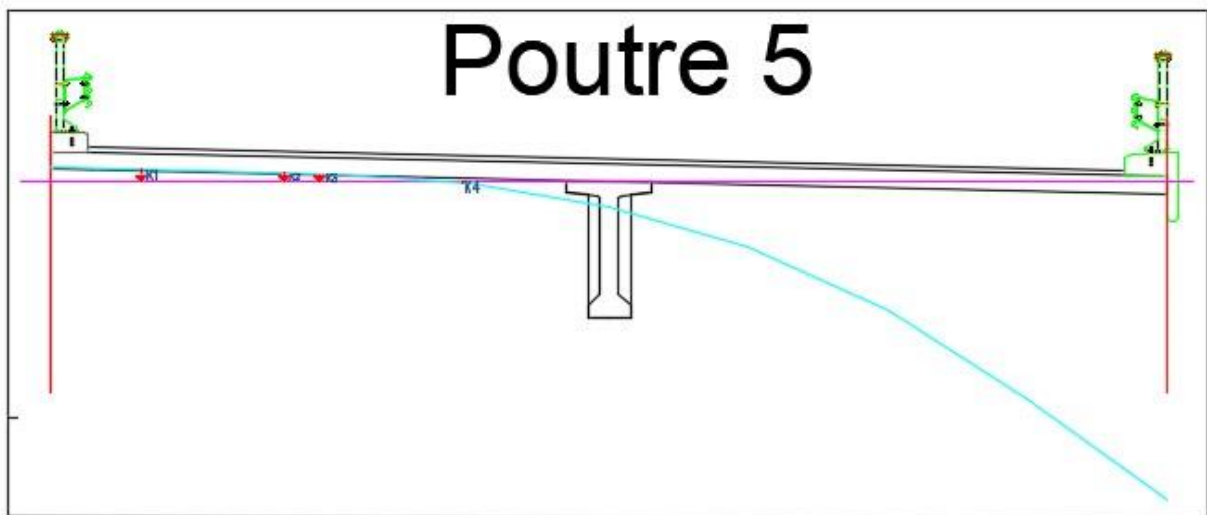


Figure B. 30 : Ligne d'influence pour la poutre ' 5'sous surcharge Bc pour deux voies.

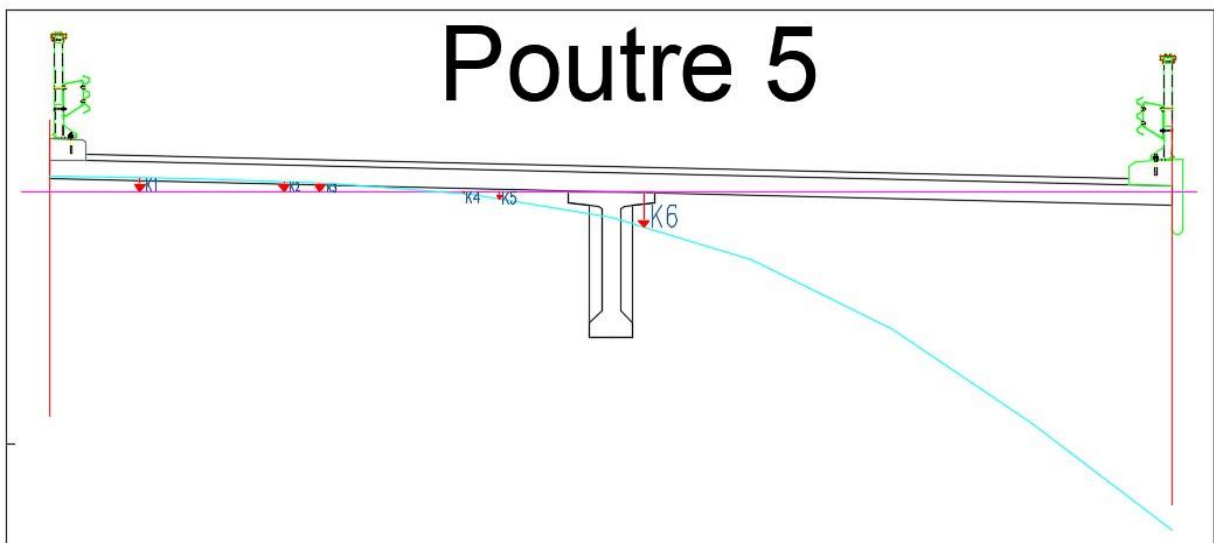


Figure B. 31 : Ligne d'influence pour la poutre ' 5'sous surcharge Bc pour trois voies.

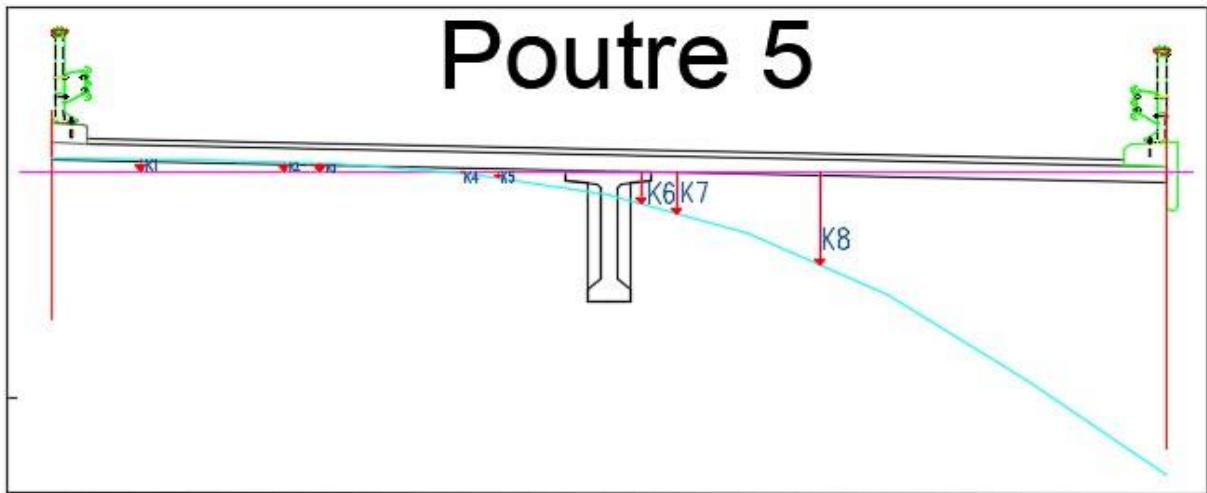


Figure B. 32 : Ligne d'influence pour la poutre ' 5' sous surcharge Bc pour quatre voies.

- Surcharge B_t :

Deuxième poutre :

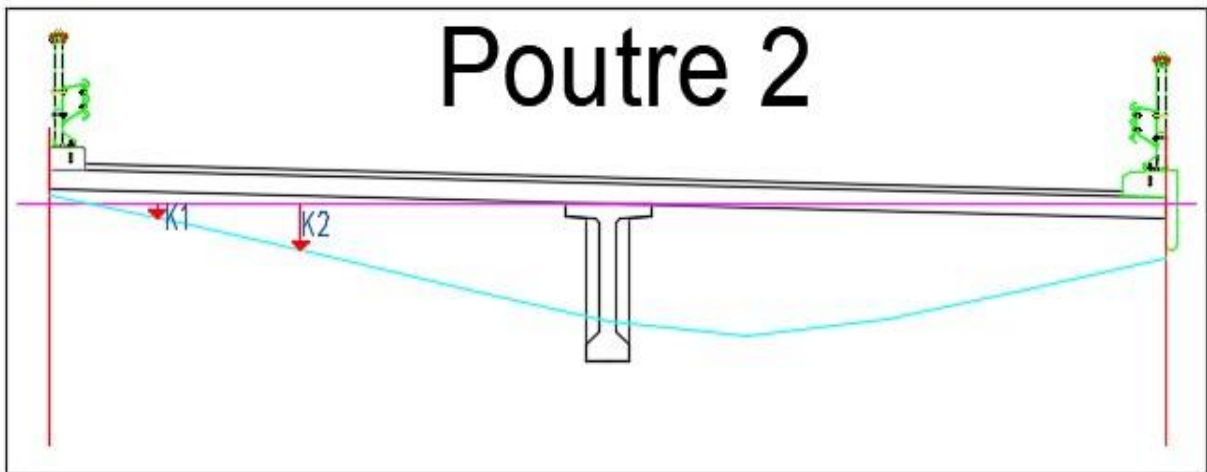


Figure B. 33 : Ligne d'influence pour la poutre ' 2' sous surcharge B_t pour un tandem.

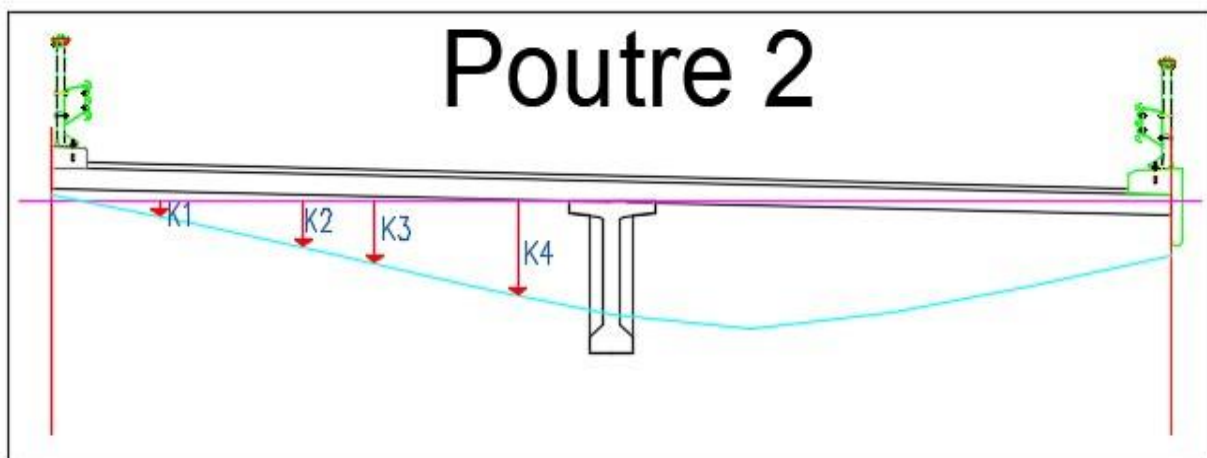


Figure B. 34 : Ligne d'influence pour la poutre ' 2' sous surcharge B_t pour deux tandems.

Troisième poutre :

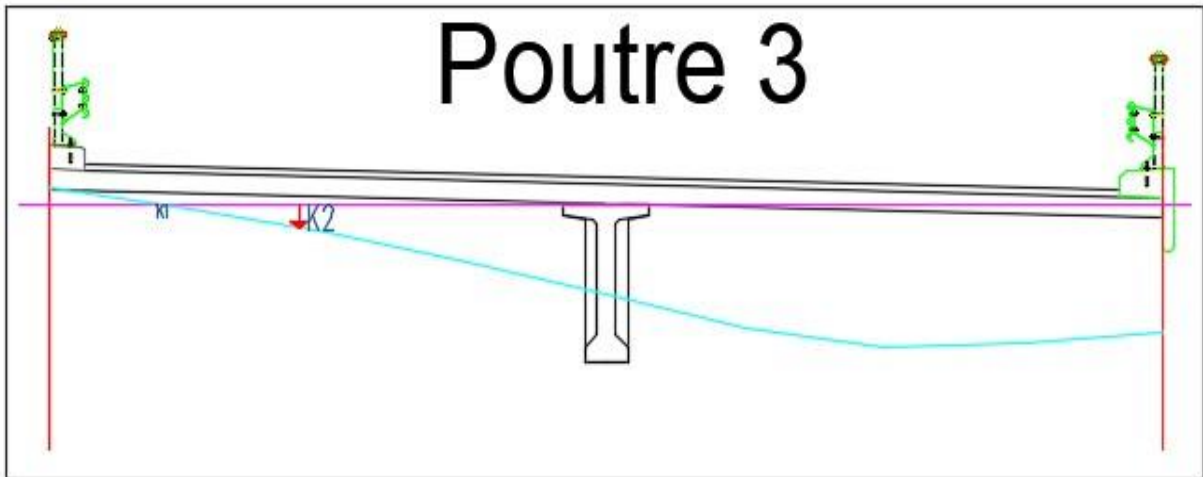


Figure B. 35 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge B_t pour un tandem.

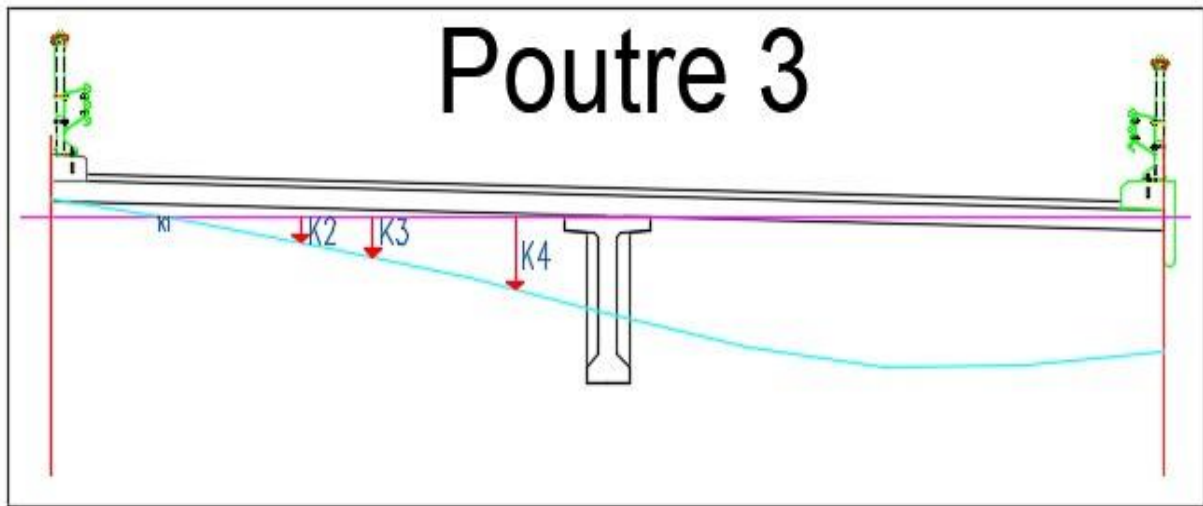


Figure B. 36 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge B_t pour deux tandems.

Quatrième poutre :

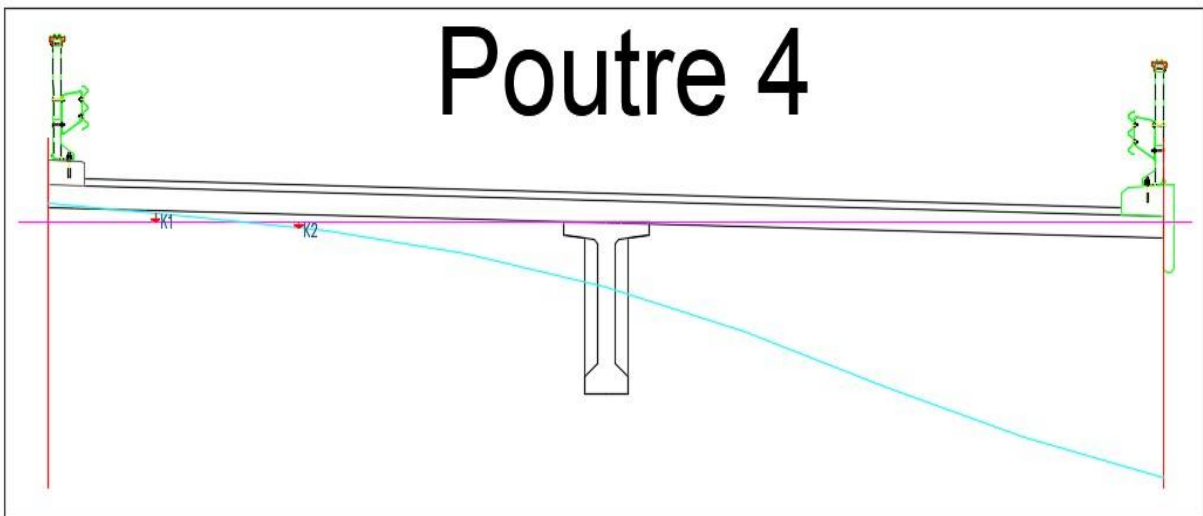


Figure B. 37 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge B_t pour un tandem.

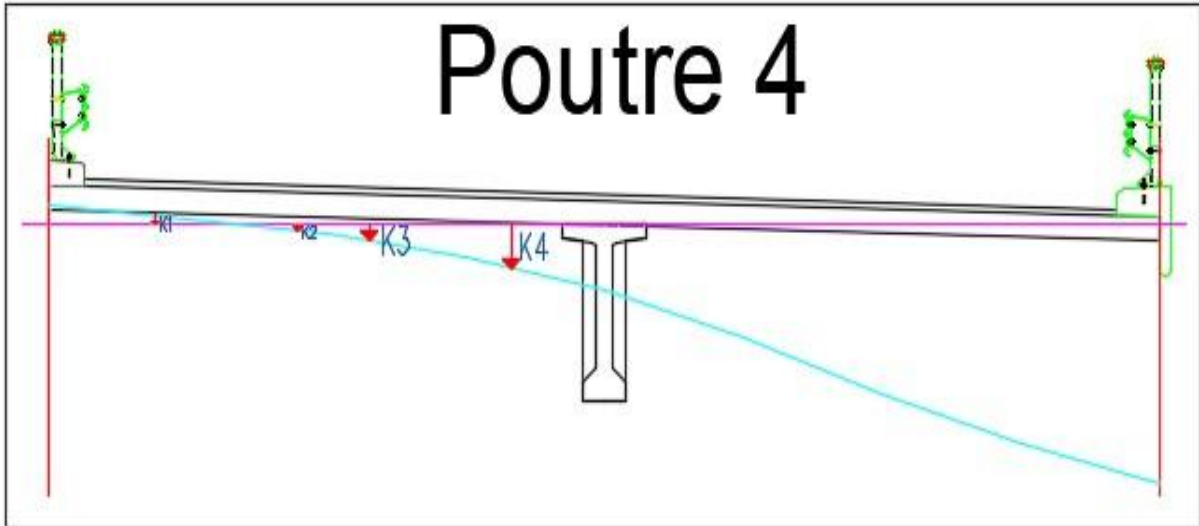


Figure B. 38 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge B_t pour deux tandems.

Cinquième poutre :

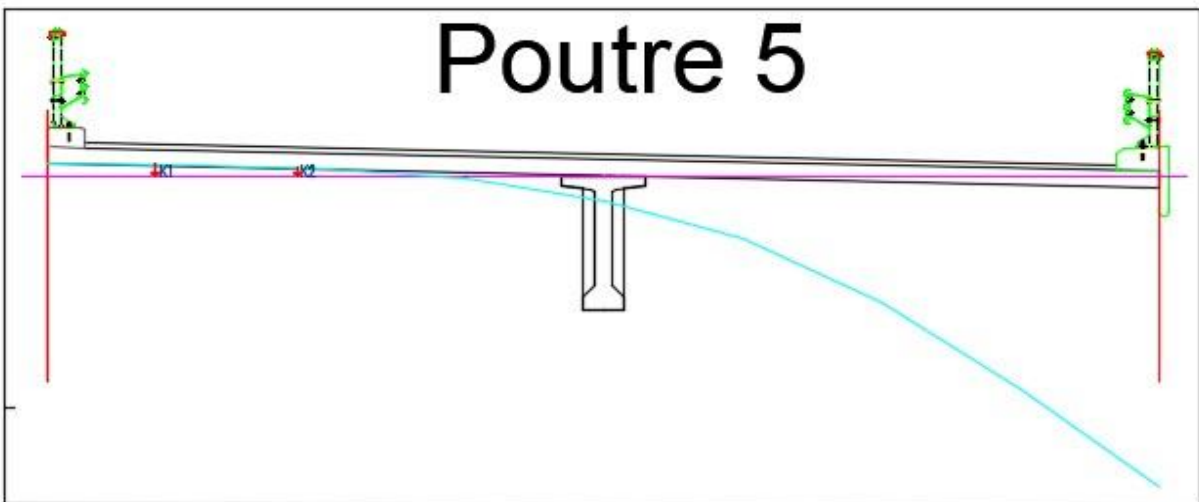


Figure B. 39 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge B_t pour un tandem.

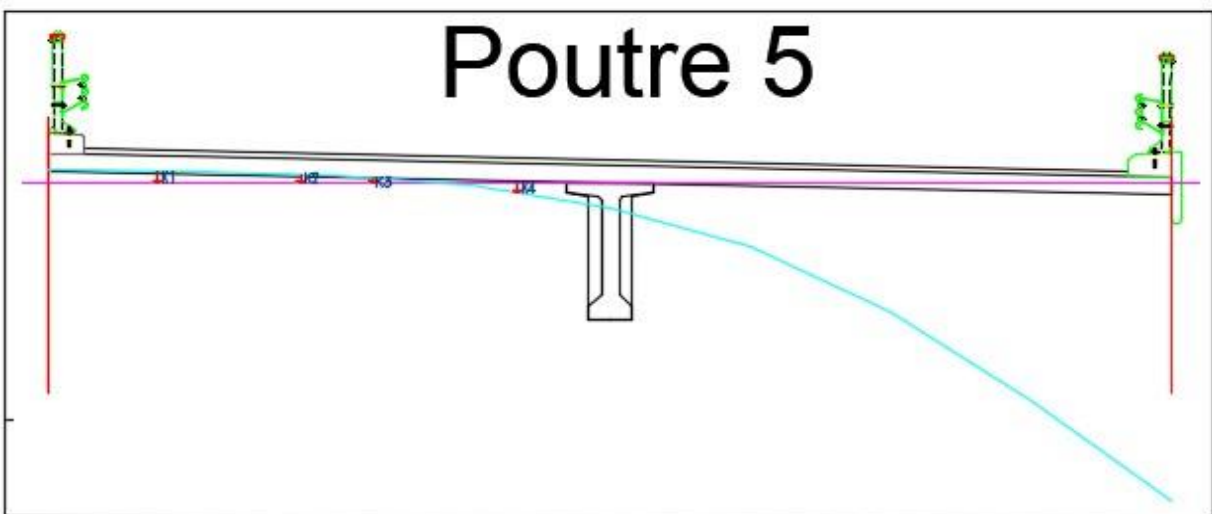


Figure B. 40 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge B_t pour deux tandems.

- Surcharge Mc120 :

Deuxième poutre :

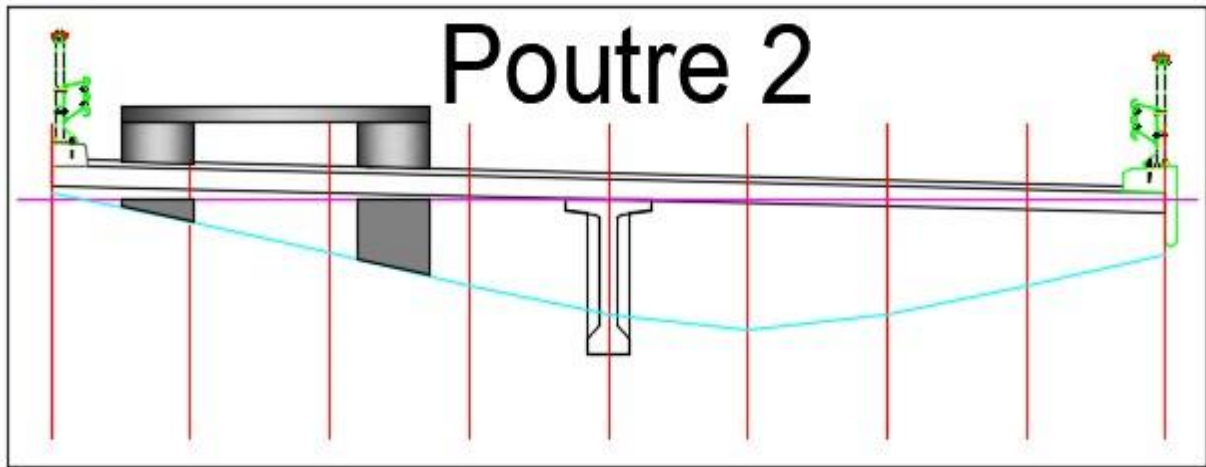


Figure B. 41 : Ligne d'influence pour la poutre '2'sous surcharge Mc120.

Troisième poutre :

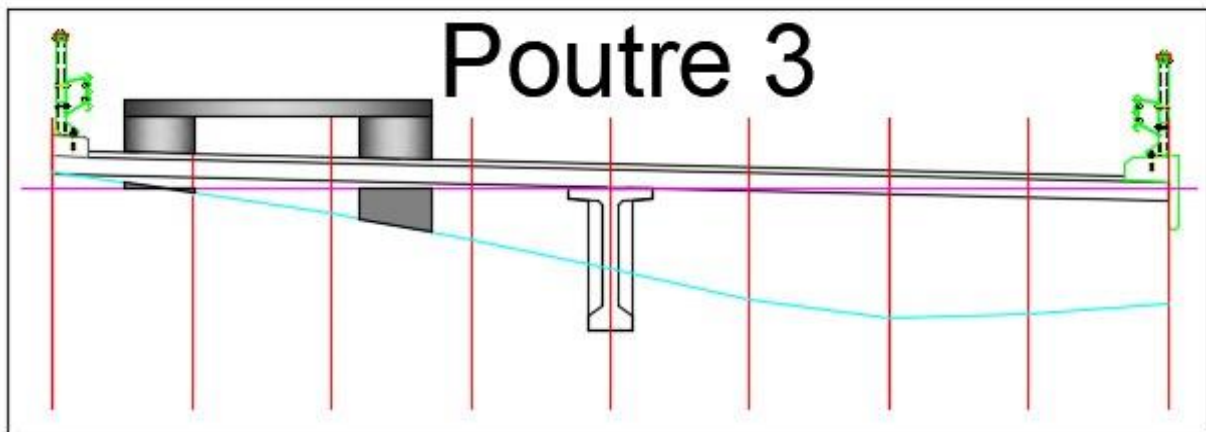


Figure B. 42 : Ligne d'influence pour la poutre '3'sous surcharge Mc120.

Quatrième poutre :

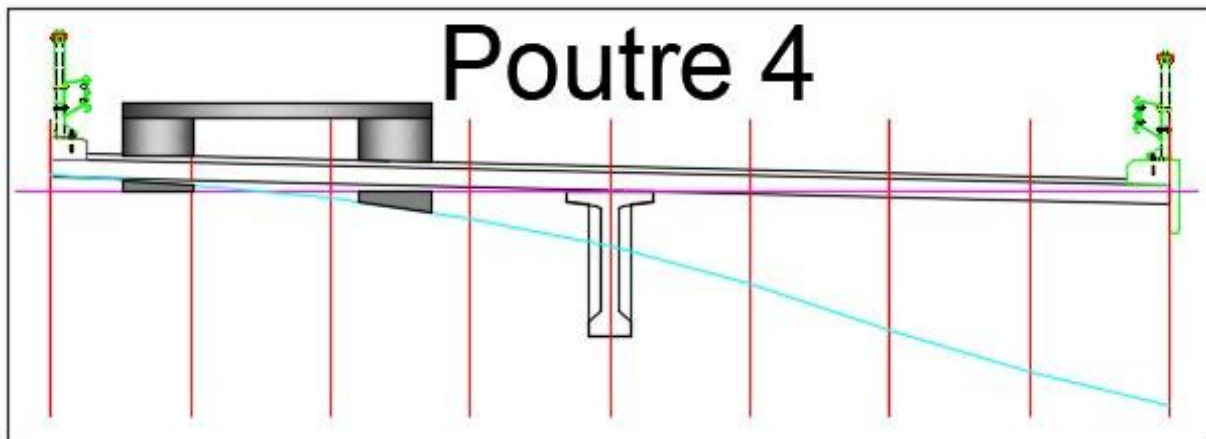


Figure B. 43 : Ligne d'influence pour la poutre '4'sous surcharge Mc120.

Cinquième poutre :

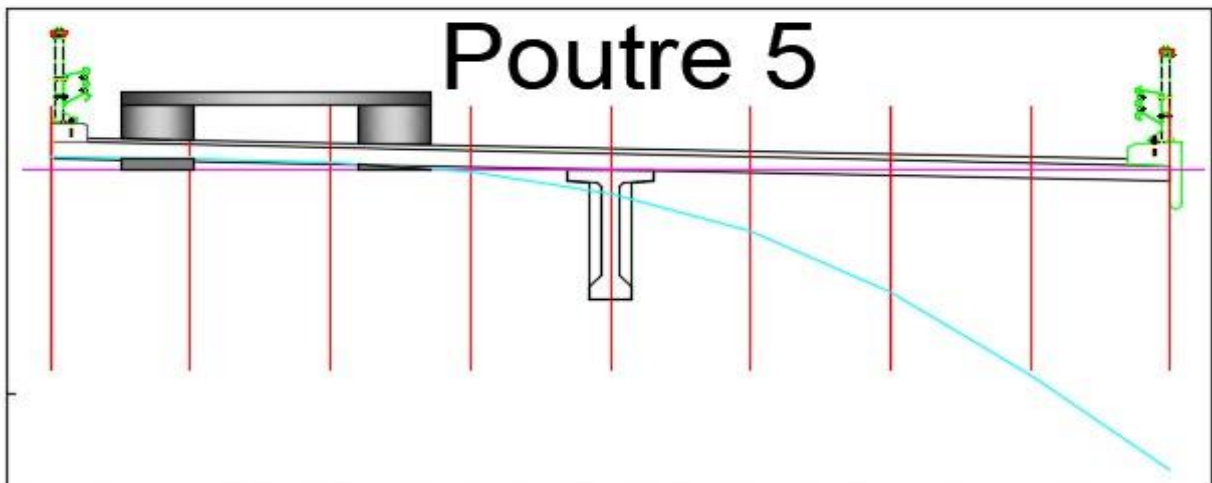


Figure B. 44 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge Mc120.

- Surcharge D240 :

Deuxième poutre :

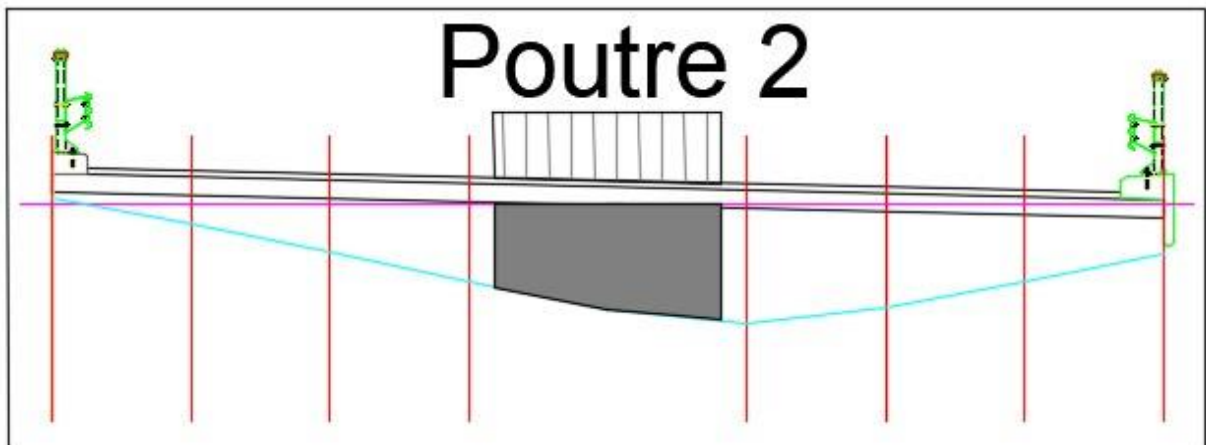


Figure B. 45 : Ligne d'influence pour la poutre '2' sous surcharge D240.

Troisième poutre :

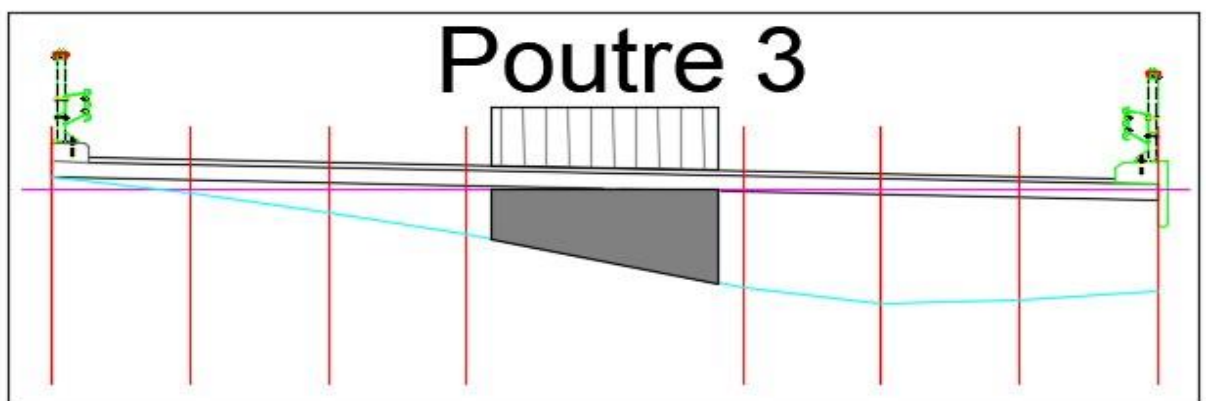


Figure B. 46 : Ligne d'influence pour la poutre '3' sous surcharge D240.

Quatrième poutre :

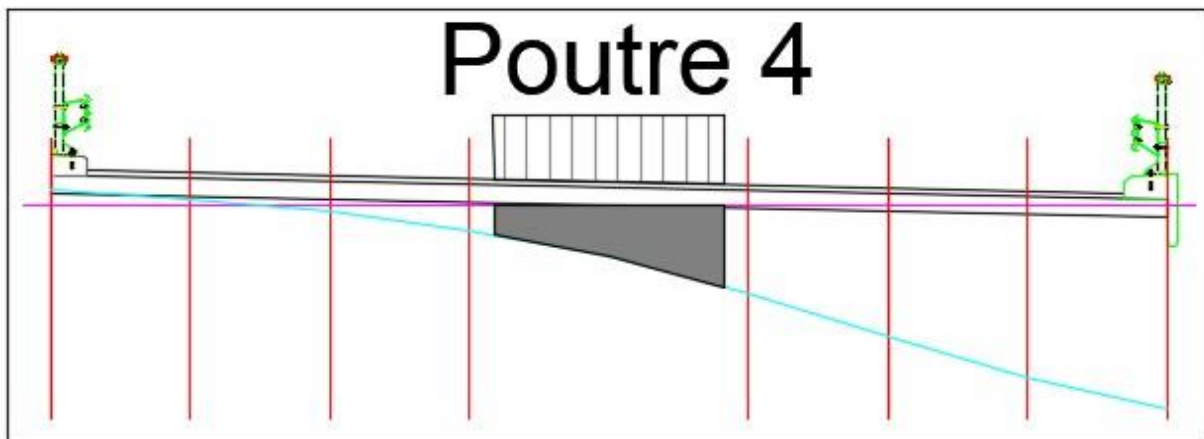


Figure B. 47 : Ligne d'influence pour la poutre '4' sous surcharge D240.

Cinquième poutre :

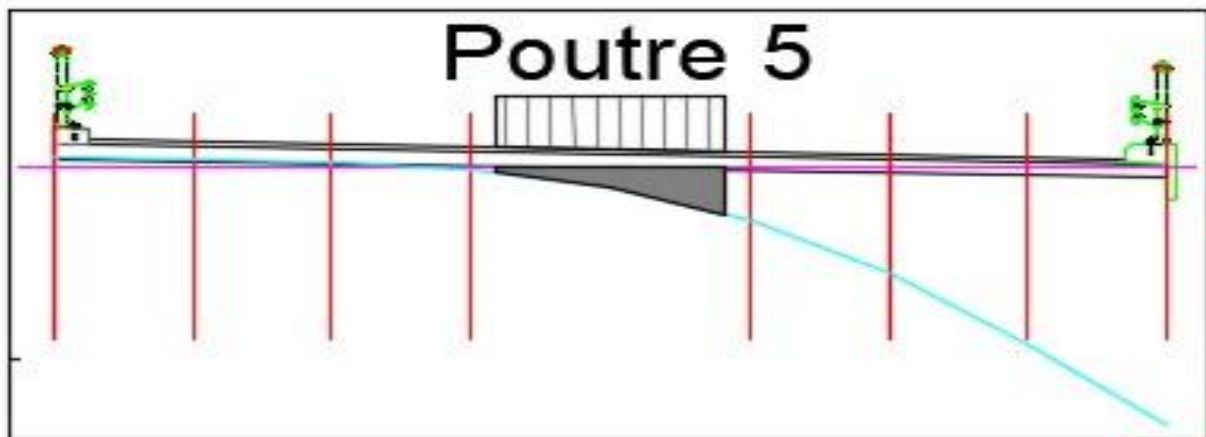
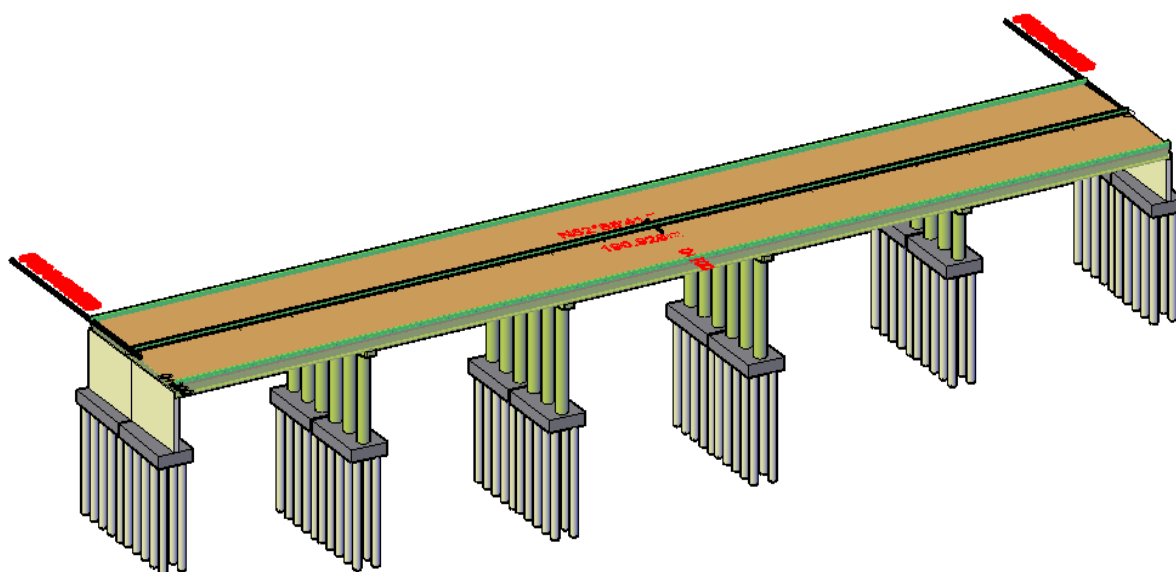


Figure B. 48 : Ligne d'influence pour la poutre '5' sous surcharge D240.

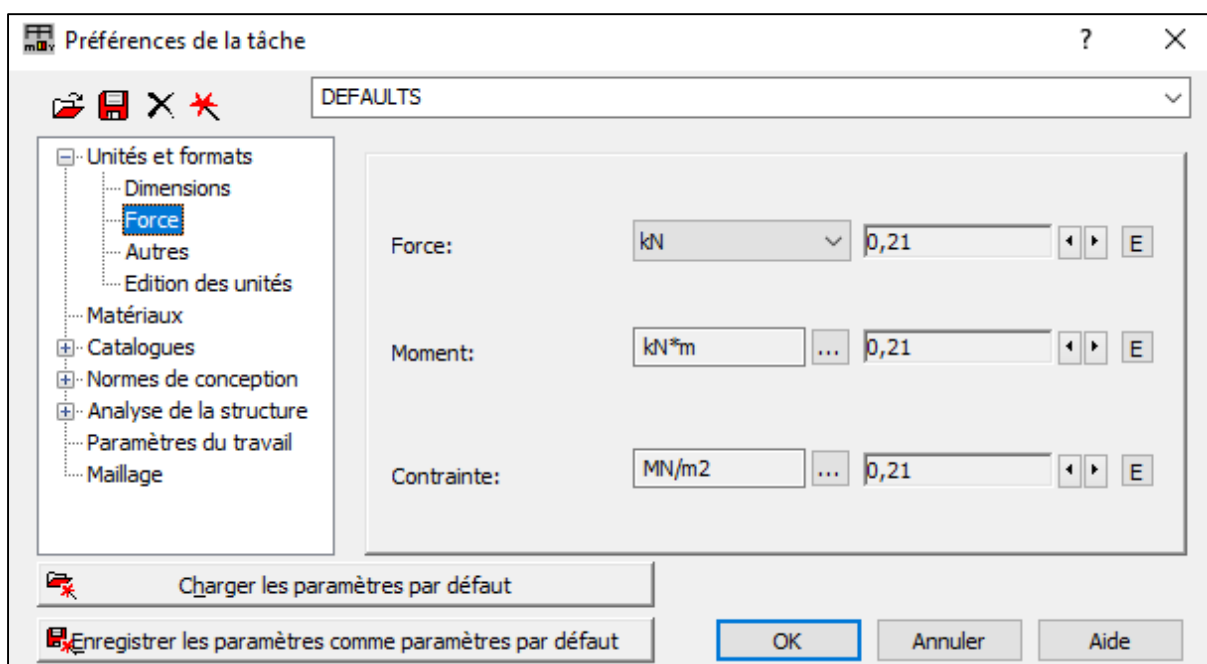
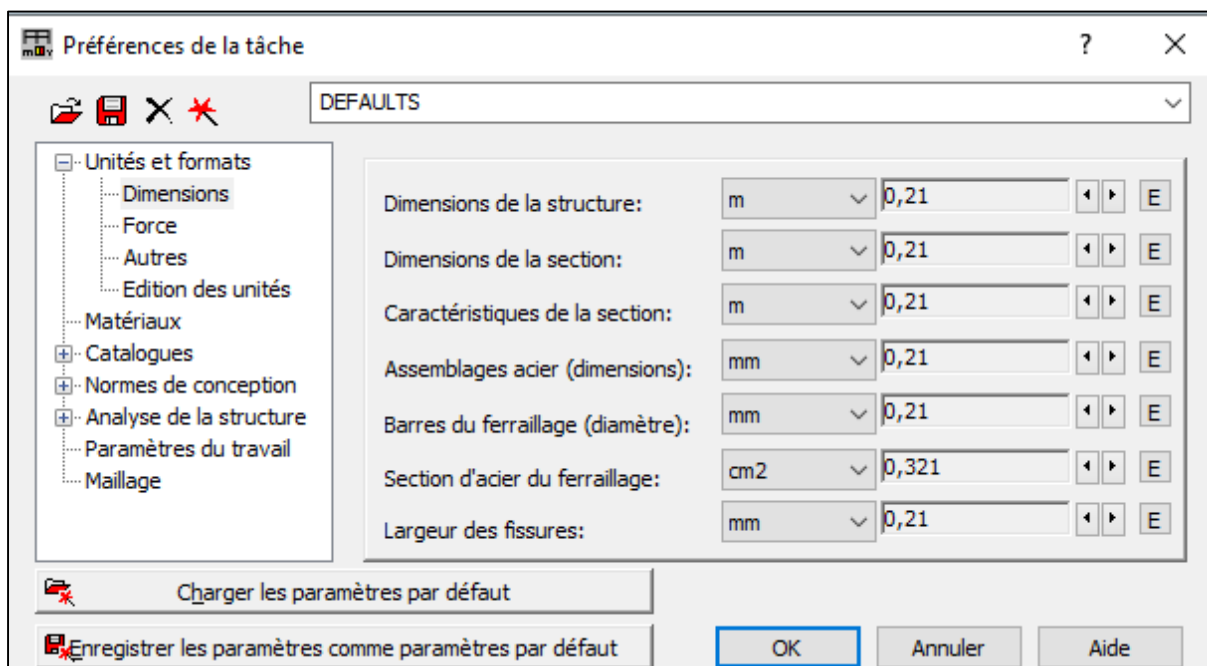
ANNEXE C :
MODELISATION DE
TABLIER



AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL

Cette annexe est pour but de montrer les différents résultats obtenus avec ce logiciel de calcul automatique

- Les unités et les caractéristiques des matériaux utilisés en modélisant notre pont sur ce logiciel :



R Définition du matériau ? X

Acier Béton Aluminium Bois Autres

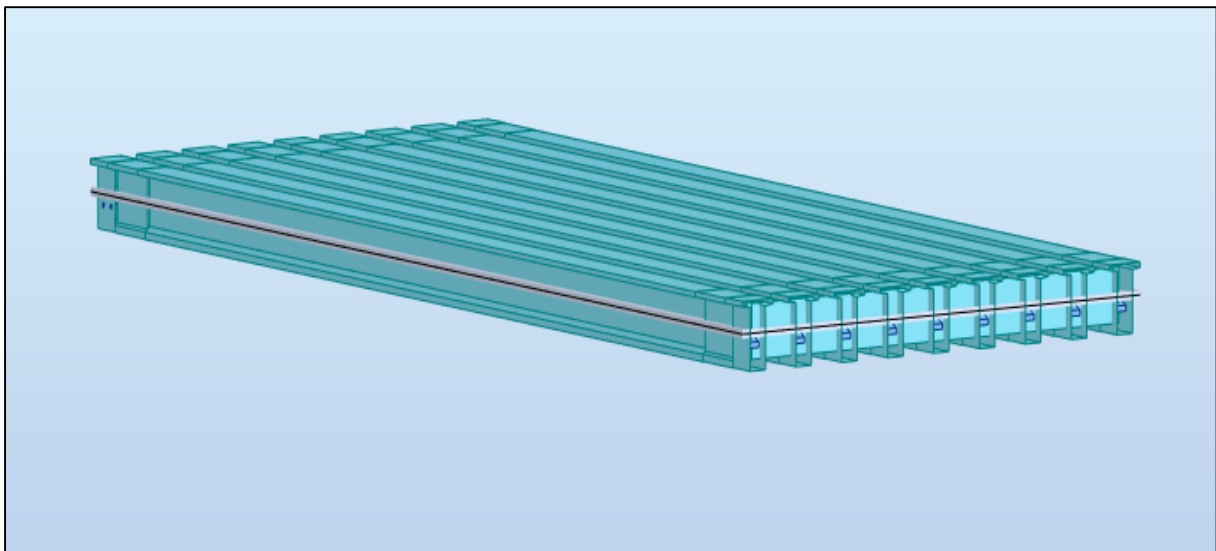
Nom: Description:

Elasticité		Résistance	
module de Young E:	<input type="text" value="32000,00"/> (MPa)	Caractéristique	<input type="text" value="25,00"/> (MPa)
coefficient de Poisson v:	<input type="text" value="0,2"/>	Échantillon:	<input type="text" value="Cylindrique"/>
module de cisaillement G:	<input type="text" value="13300,00"/> (MPa)		
Poids spécifique (poids unitaire):	<input type="text" value="25,00"/> (kN/m ³)		
Expansion thermique:	<input type="text" value="0,000010"/> (1/°C)		
Coefficient d'amortissement:	<input type="text" value="0,04"/>		

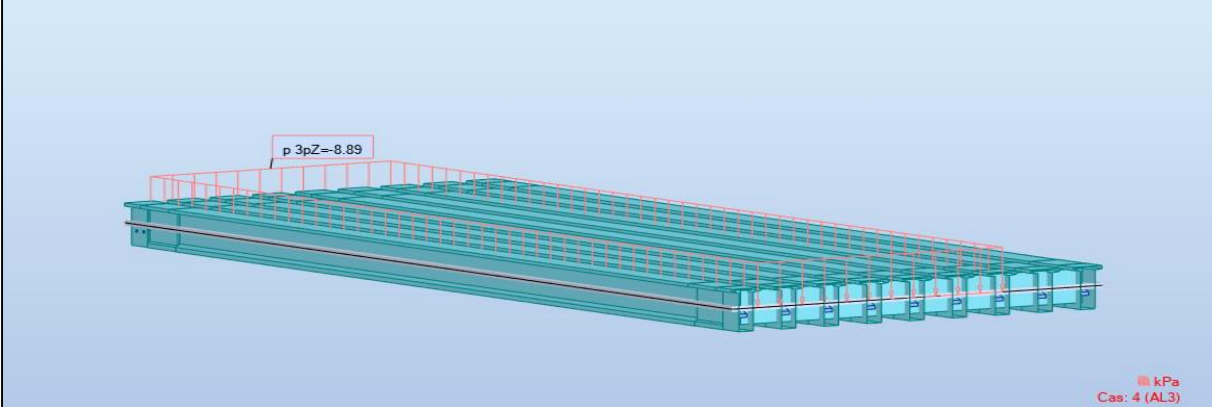
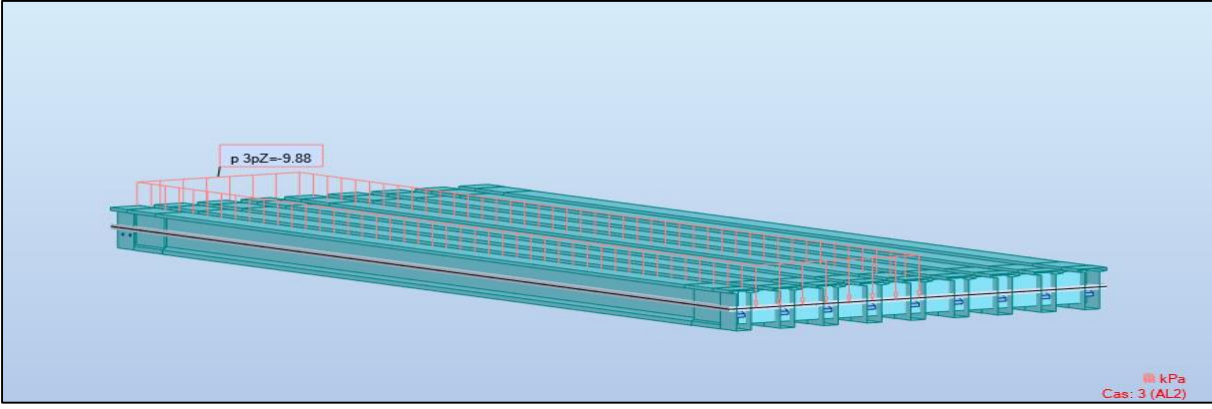
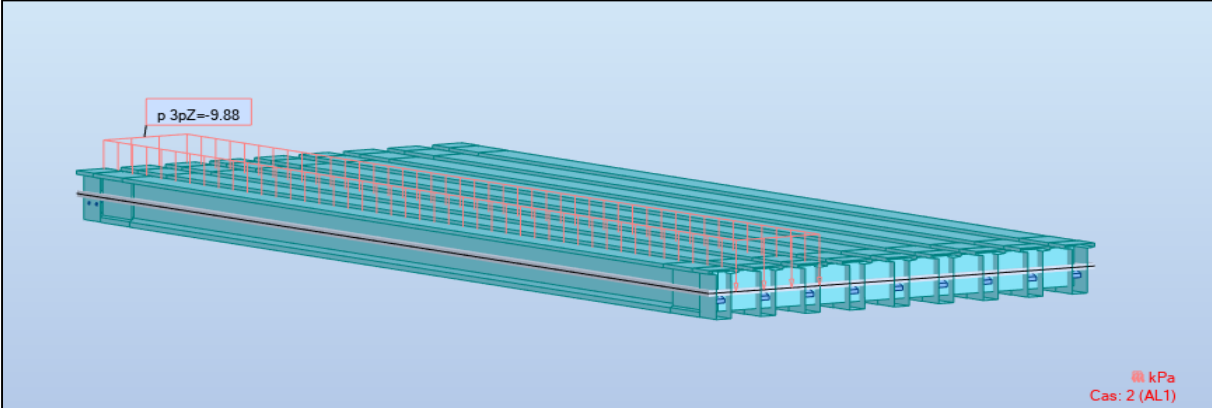
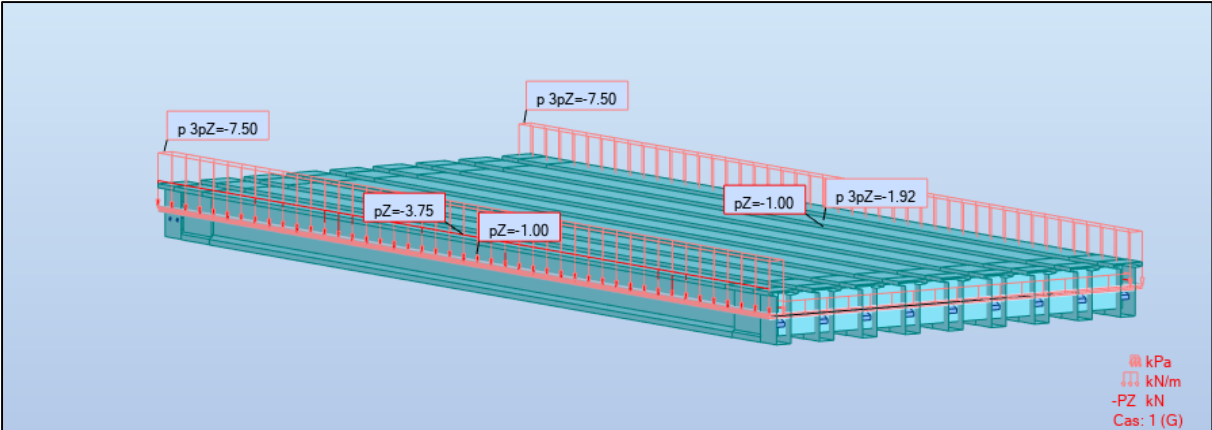
Ajouter Supprimer **OK** Annuler Aide

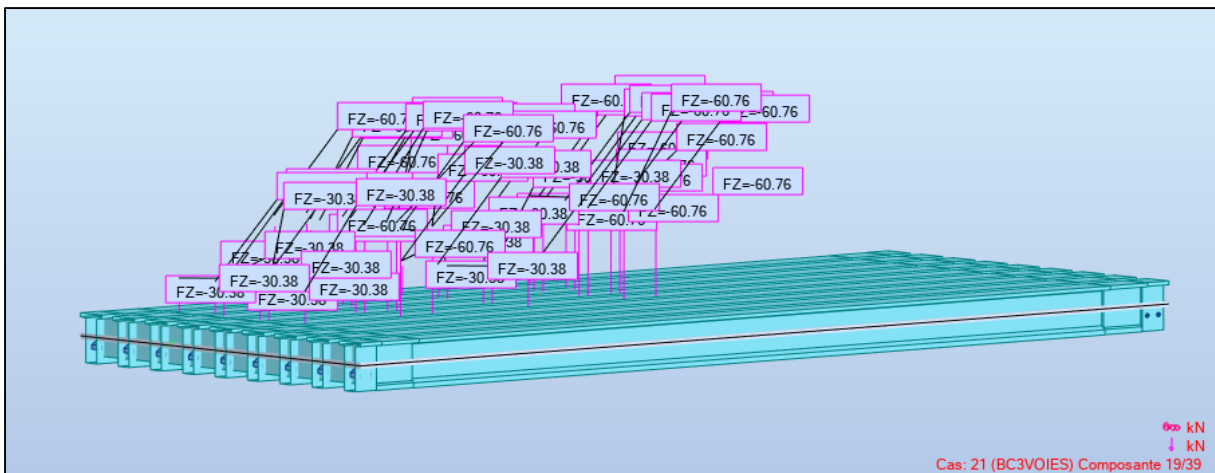
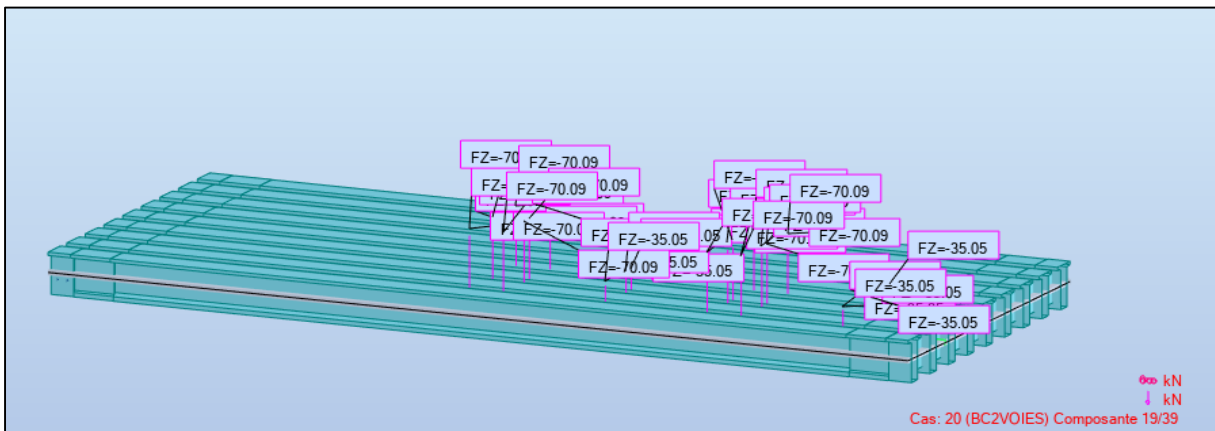
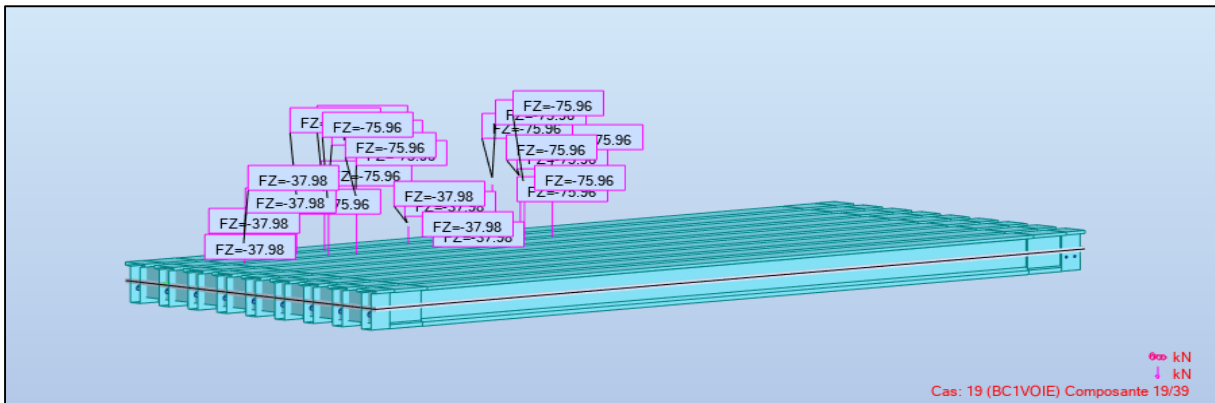
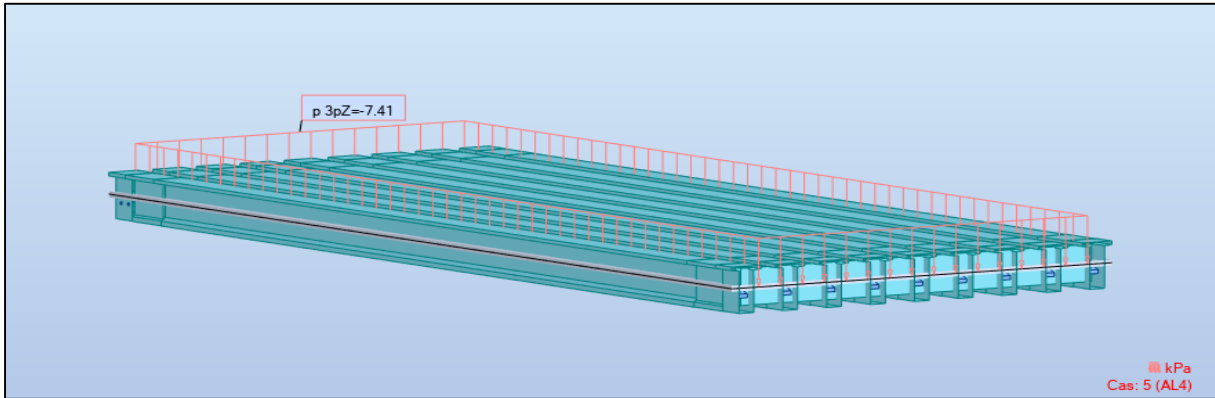
- Ensuite, on importe la position des poutres avec les limites de l'hourdis ainsi les différentes sections de la poutre depuis le logiciel AUTOCAD 2018 en fichier DXF :

On commence par dessiner les poutres, on introduits ces différentes sections, et on définit les appuis de part et d'autre des poutres, enfin, on termine par la définition de l'hourdis.

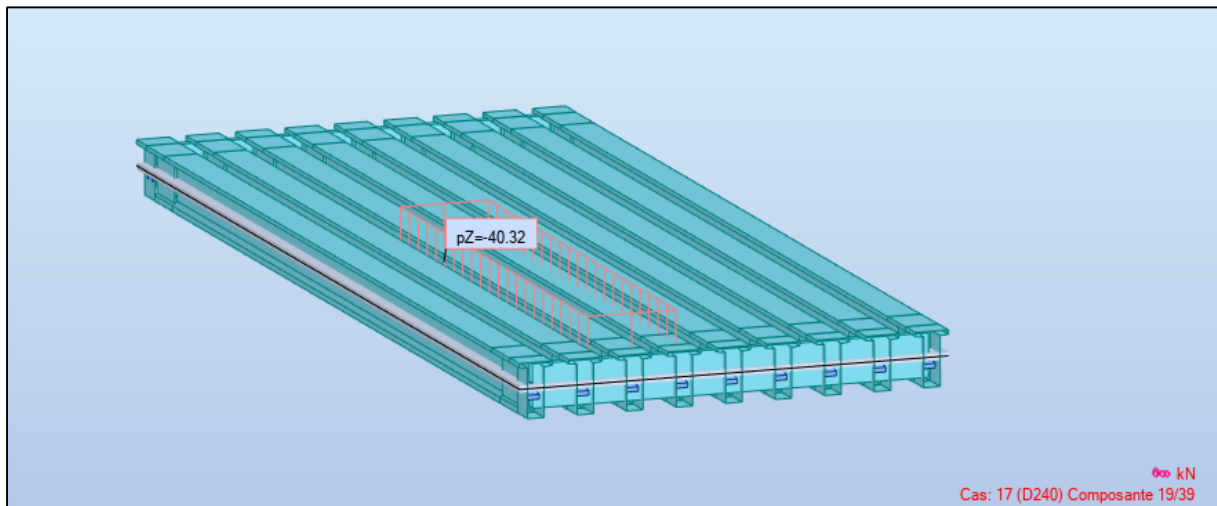
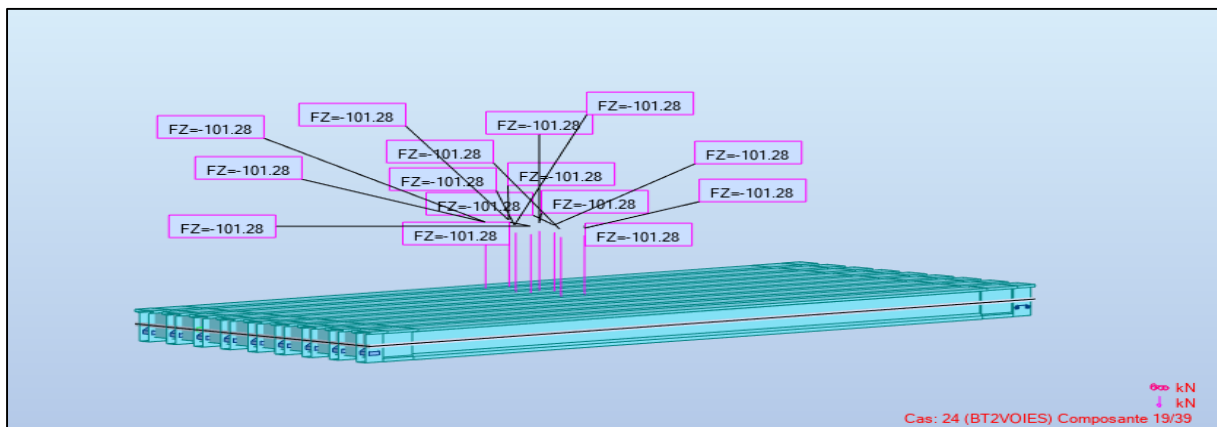
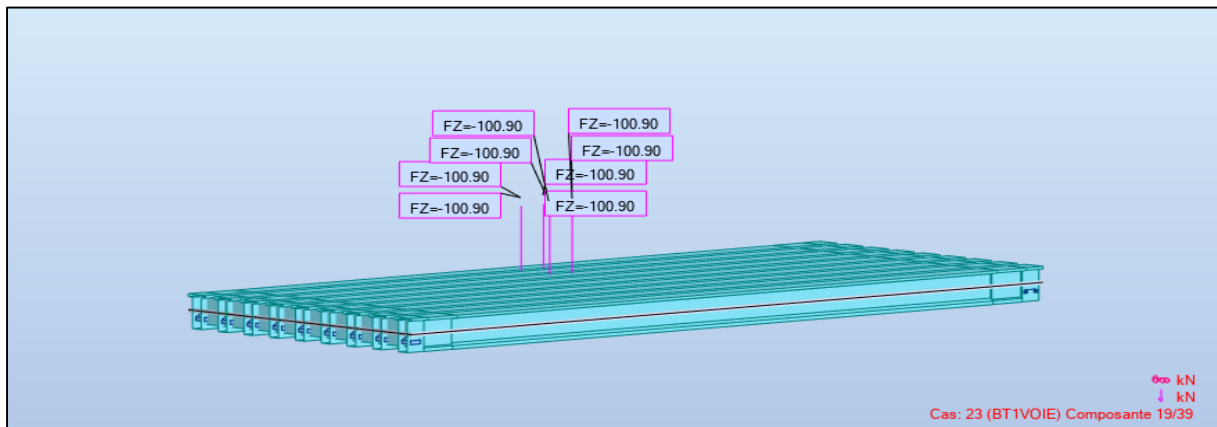
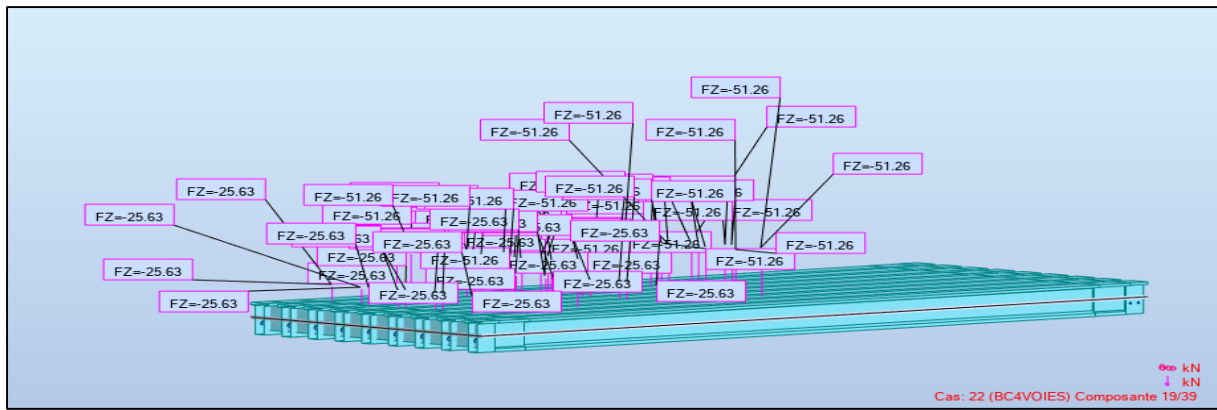


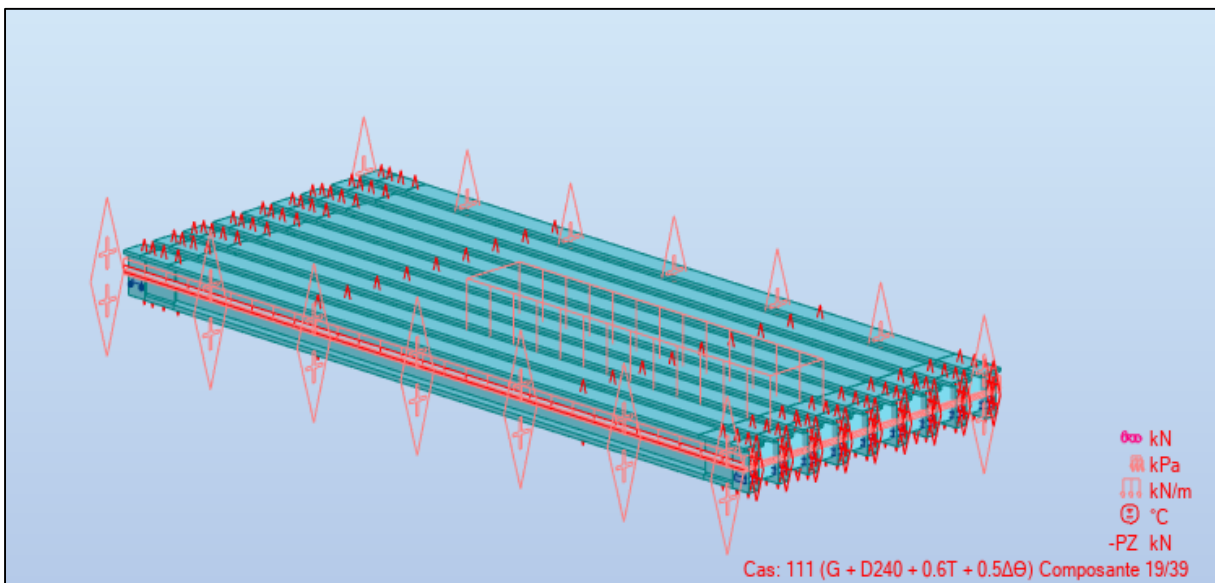
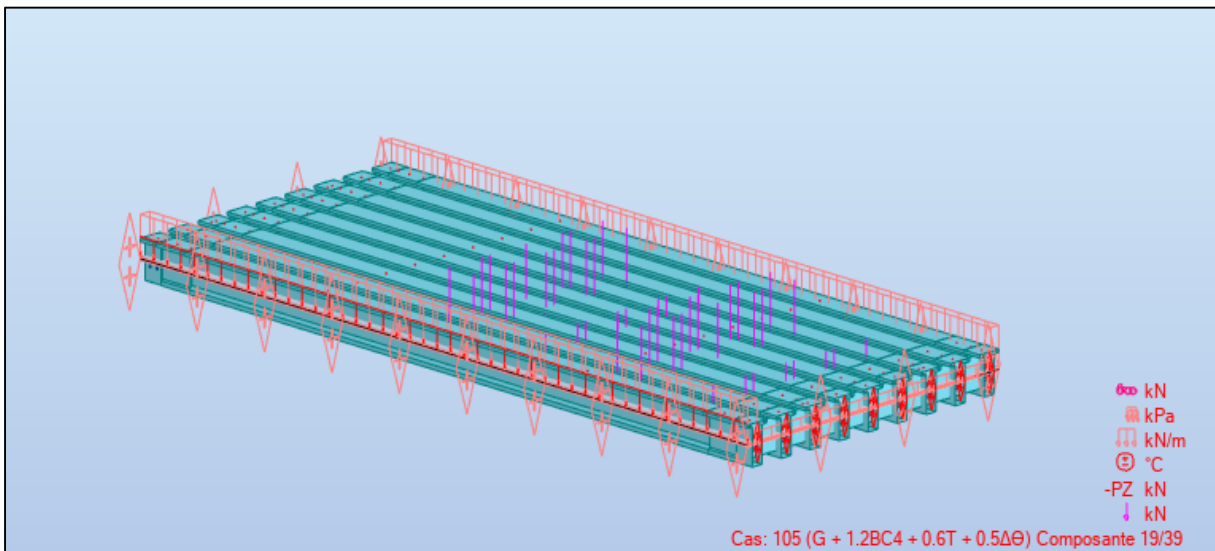
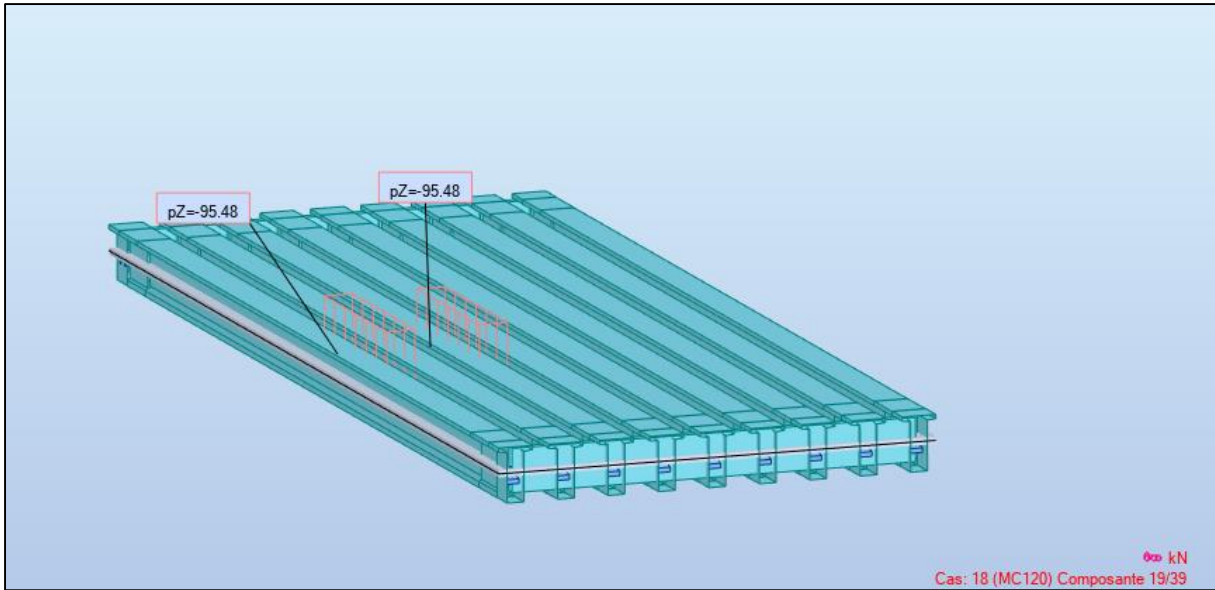
- Les charges appliquées sur le tablier (charges permanentes et exploitations) :

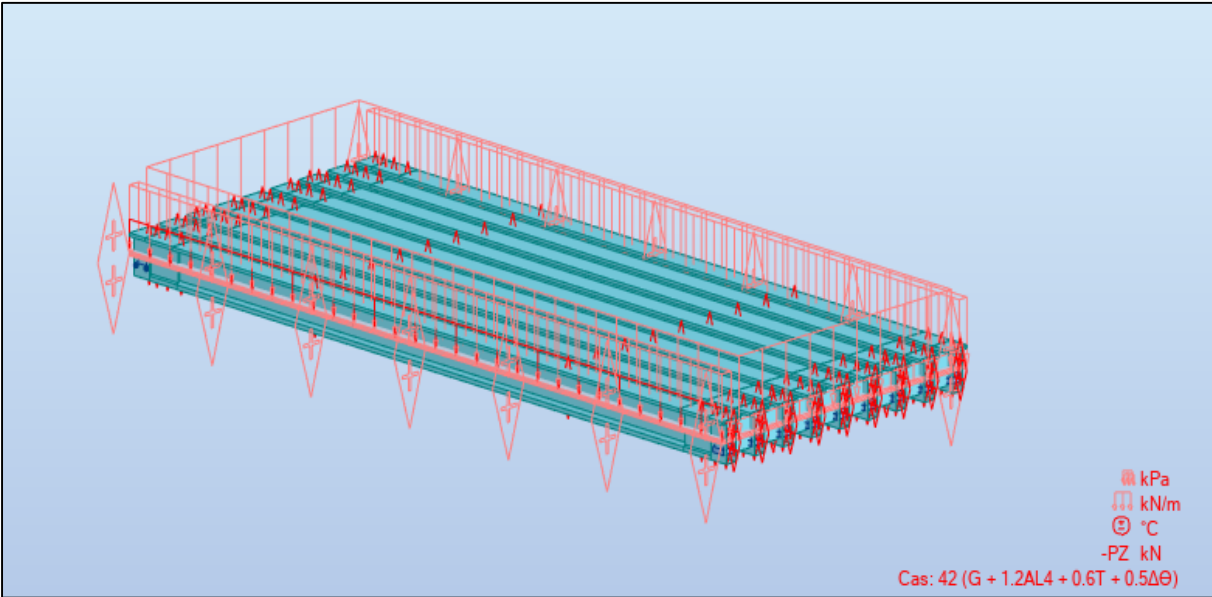
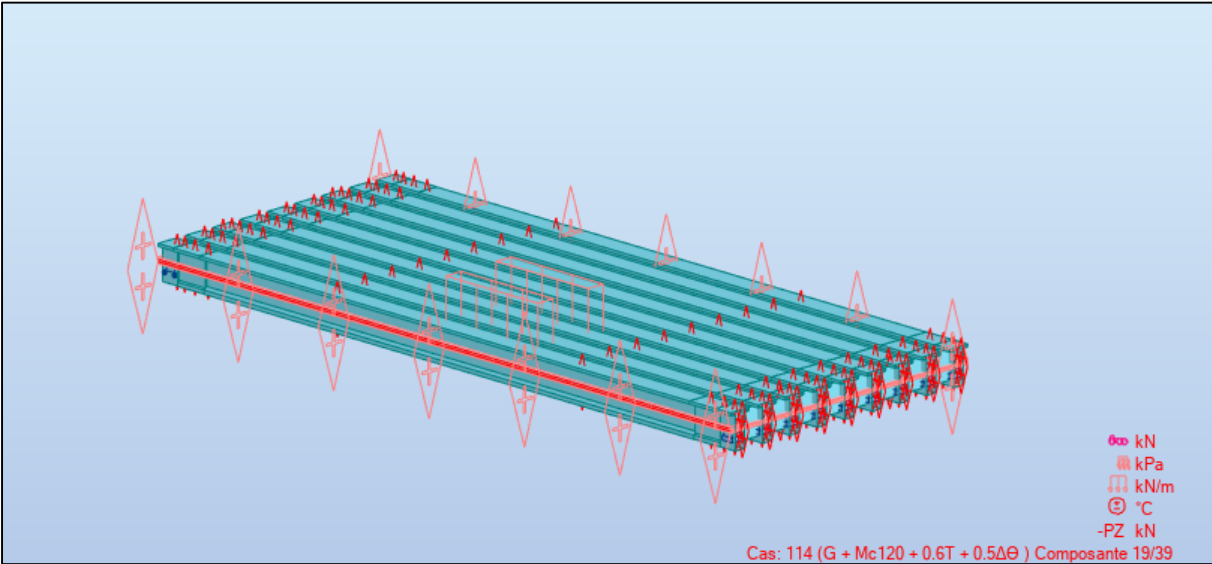
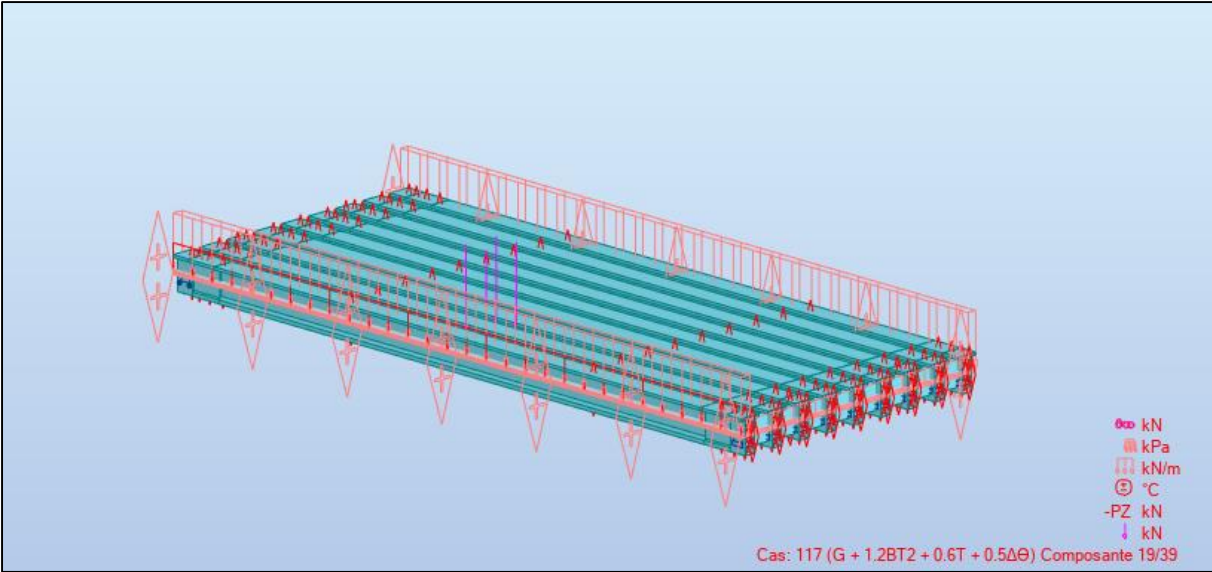


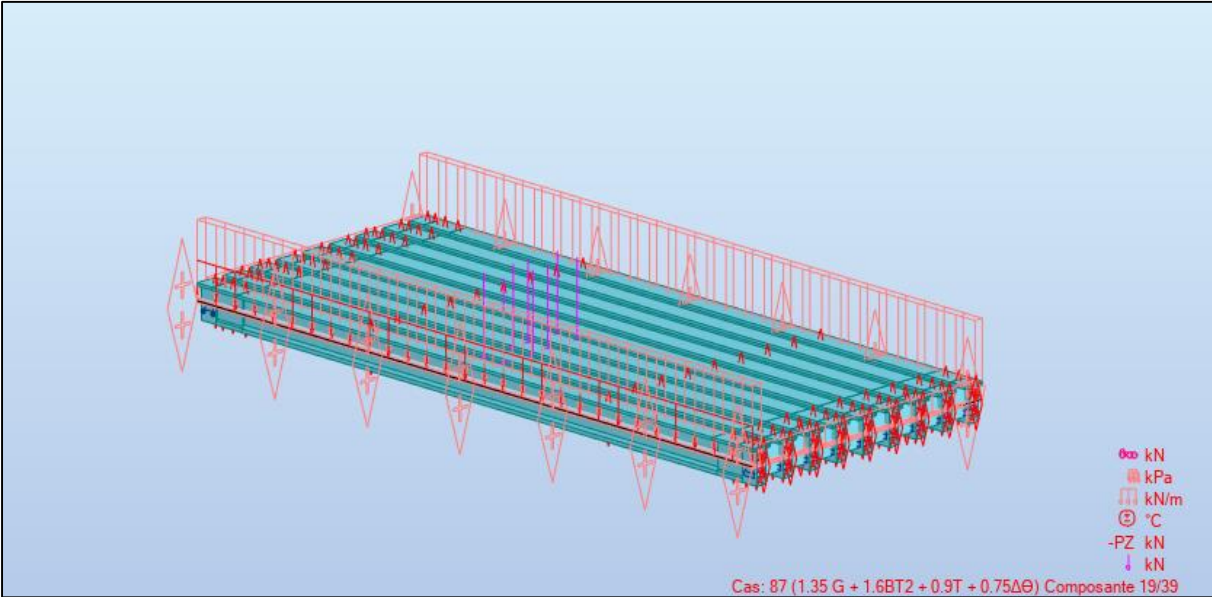
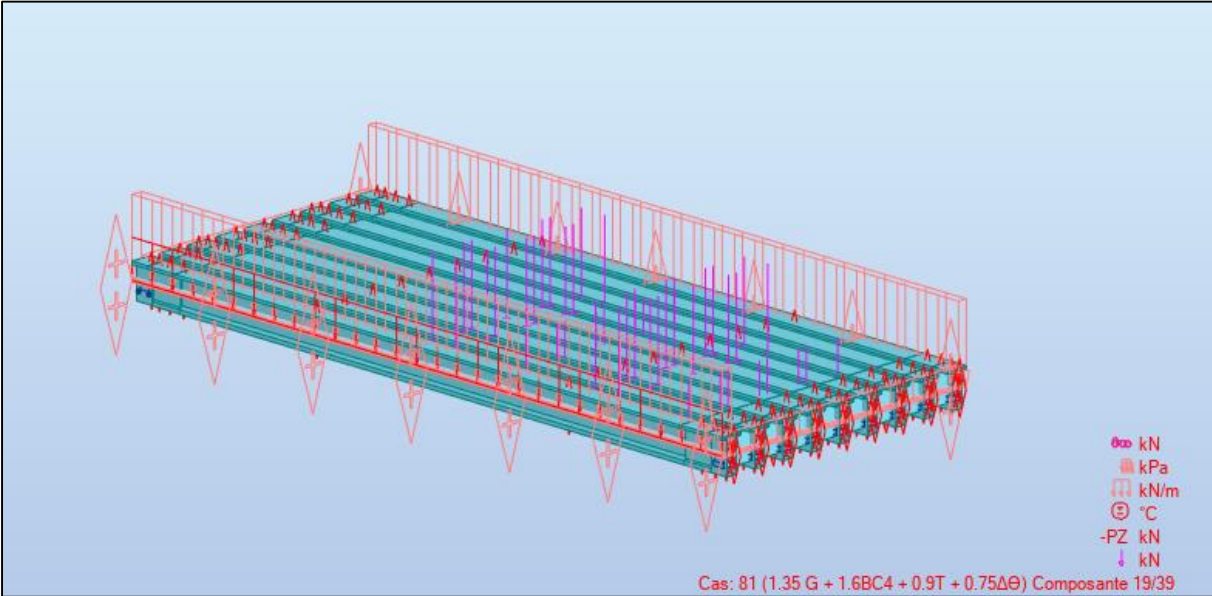
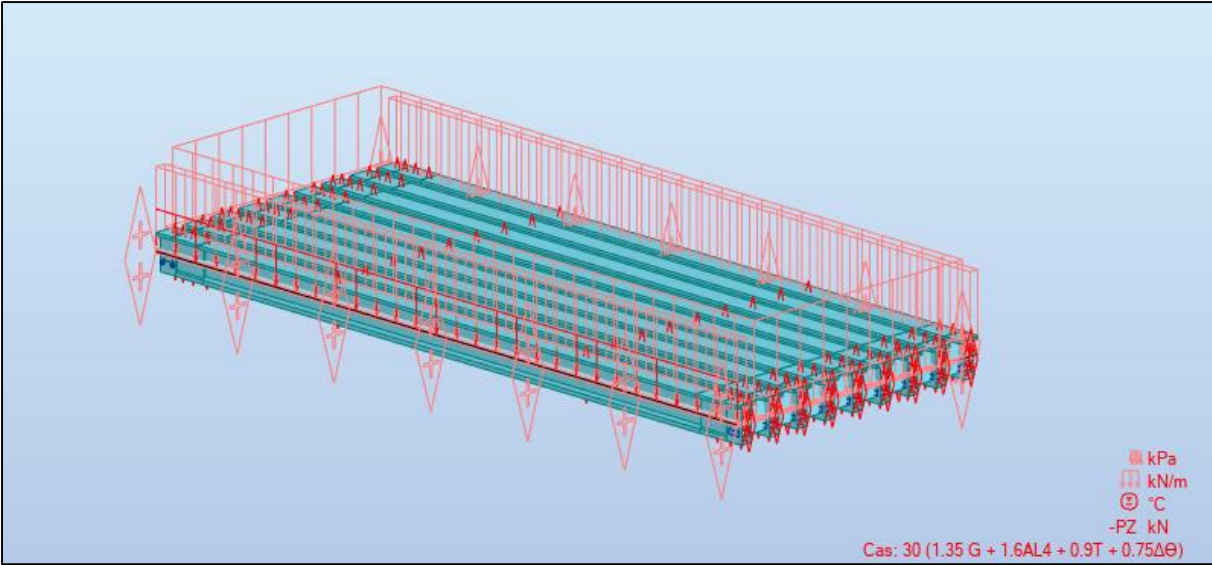


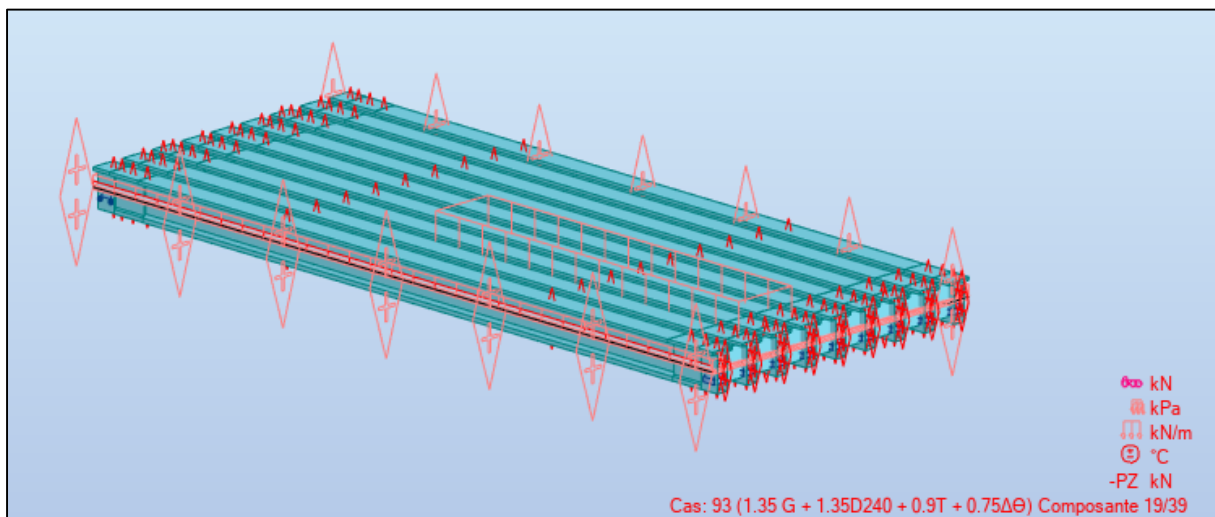
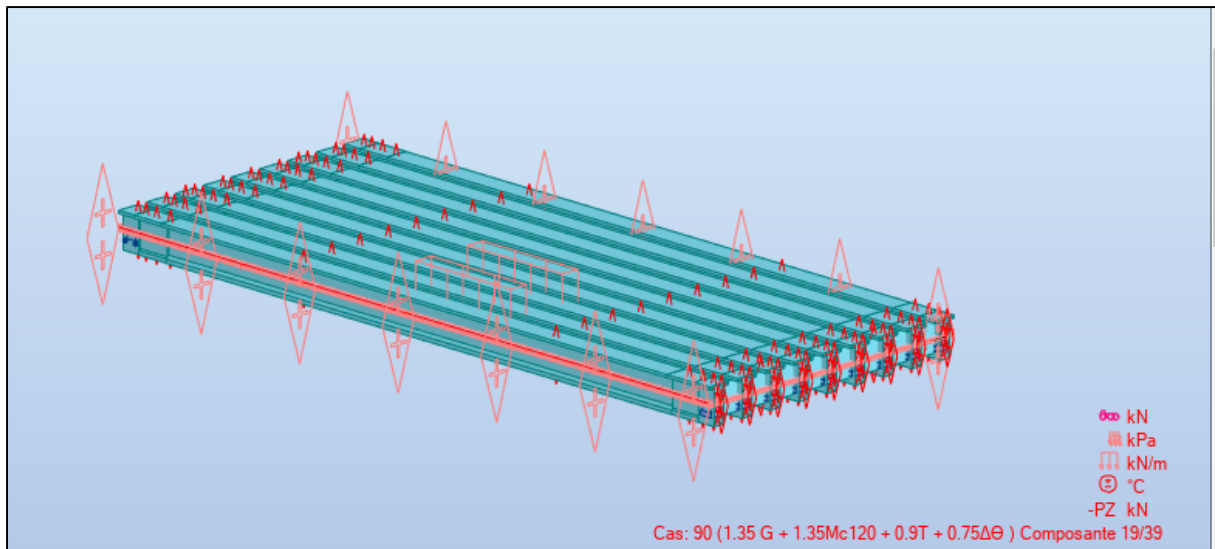
ANNEXE D : Modélisation sur Robot Structural Analysis Professional 2019



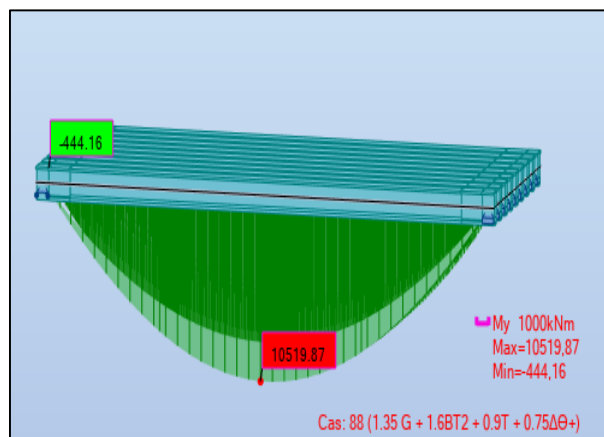
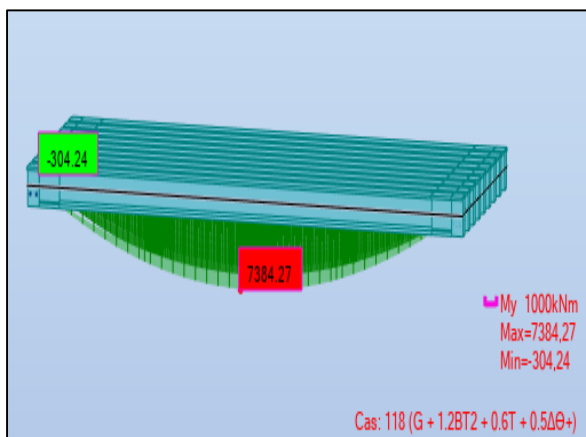




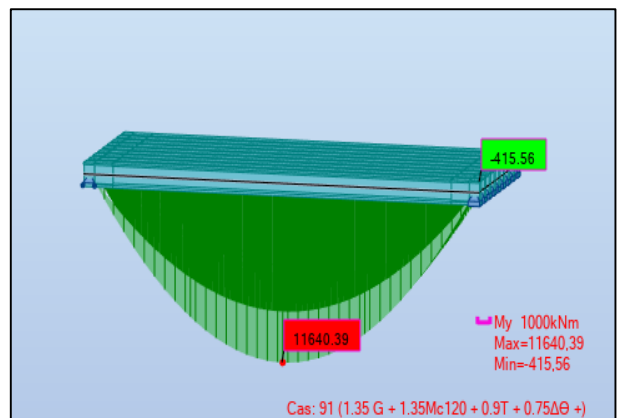
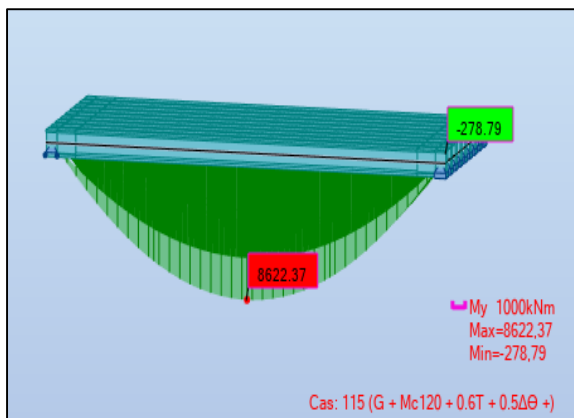
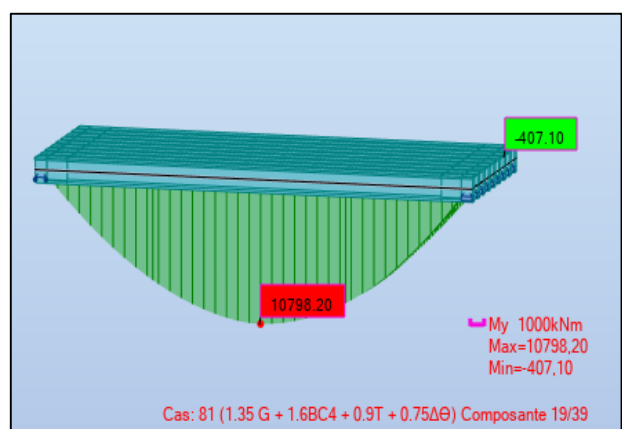
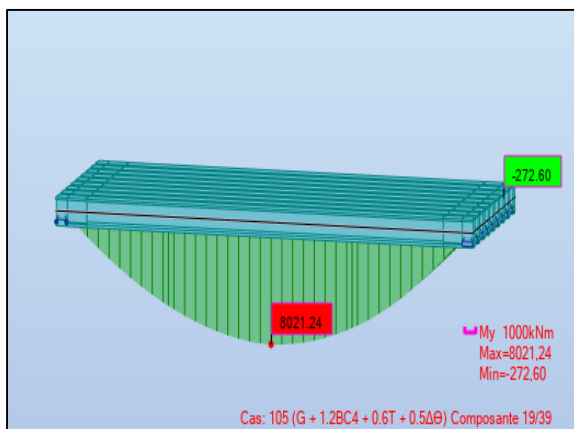
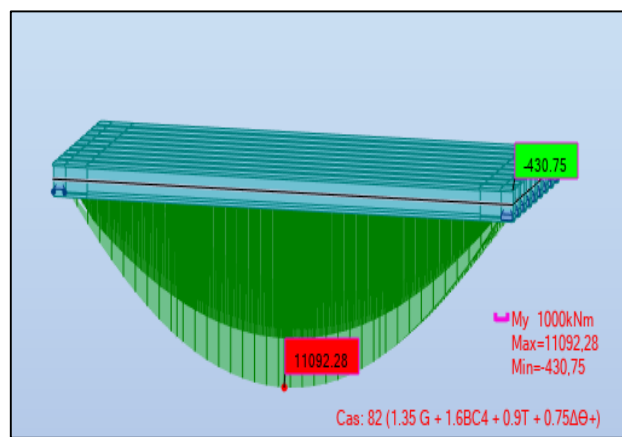
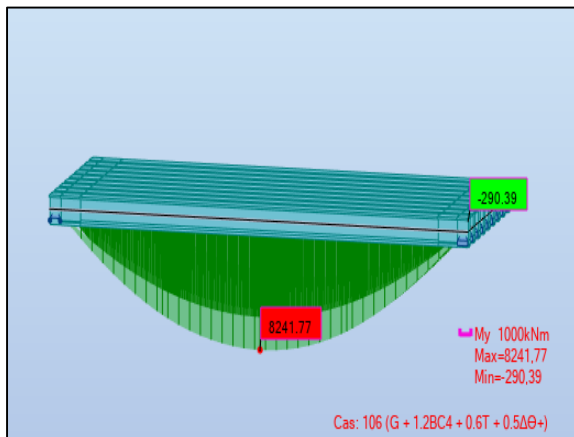
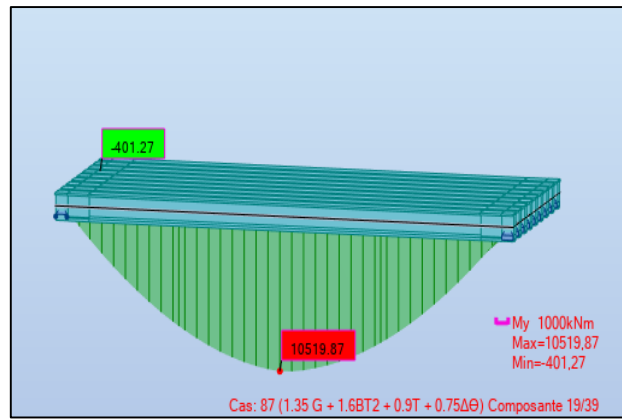
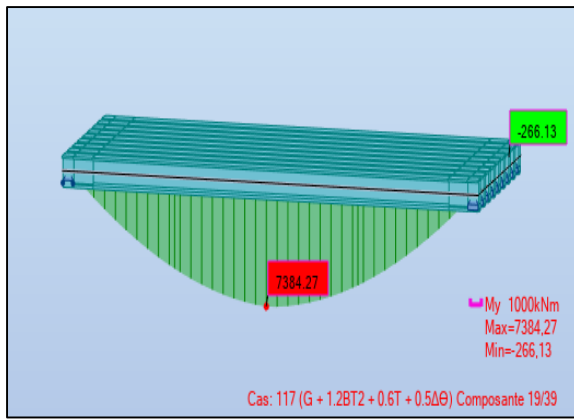




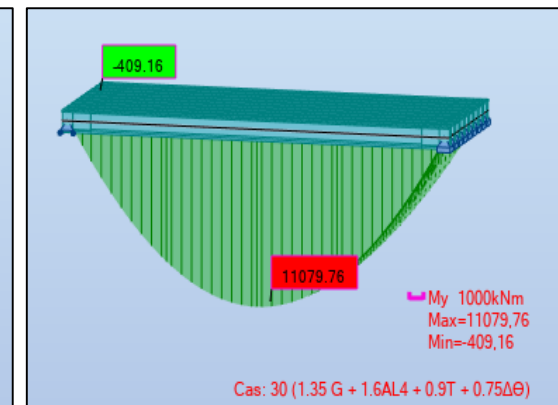
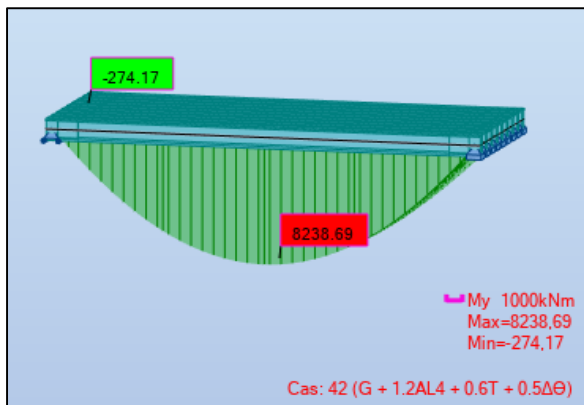
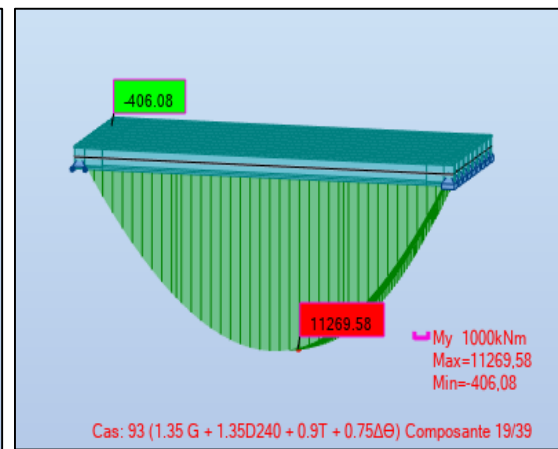
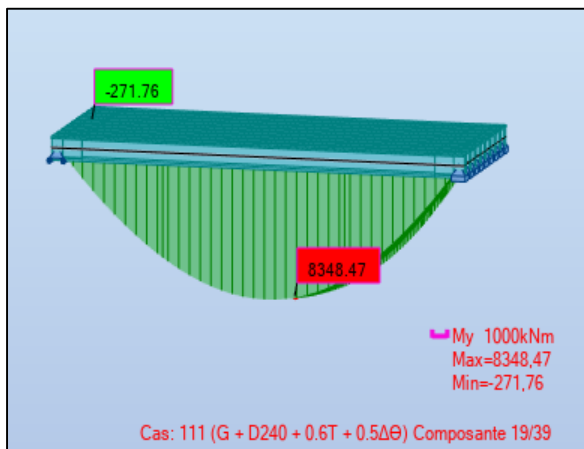
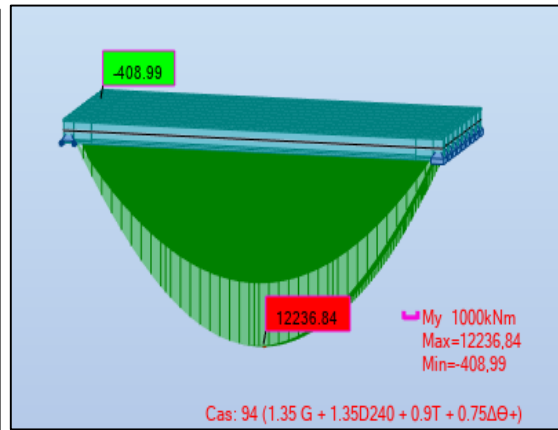
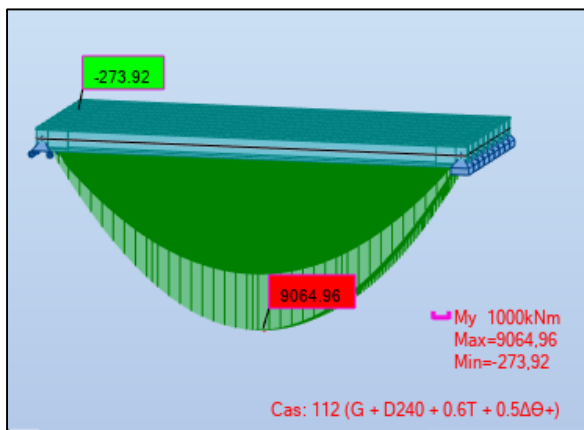
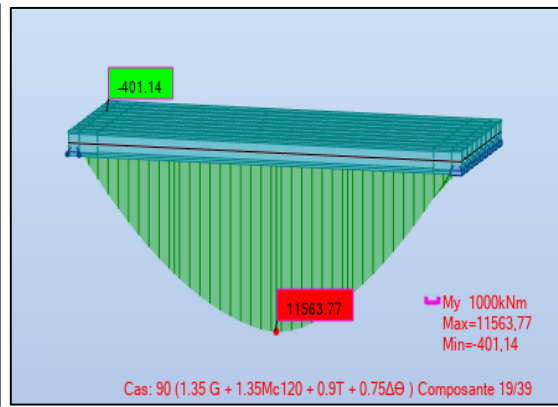
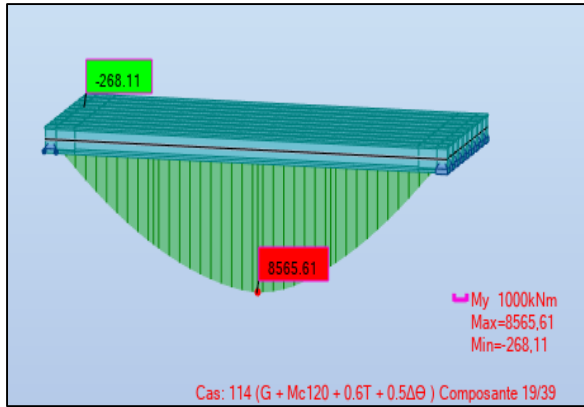
• Les moments fléchissant :



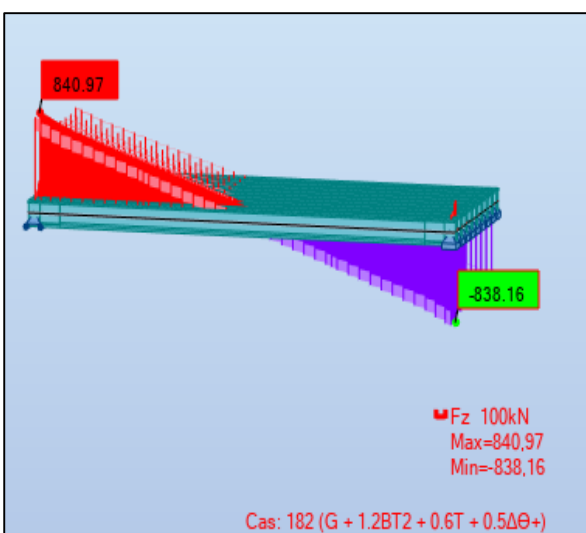
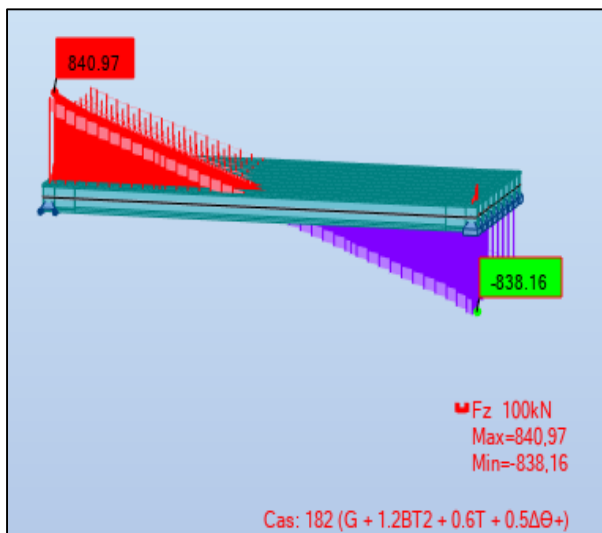
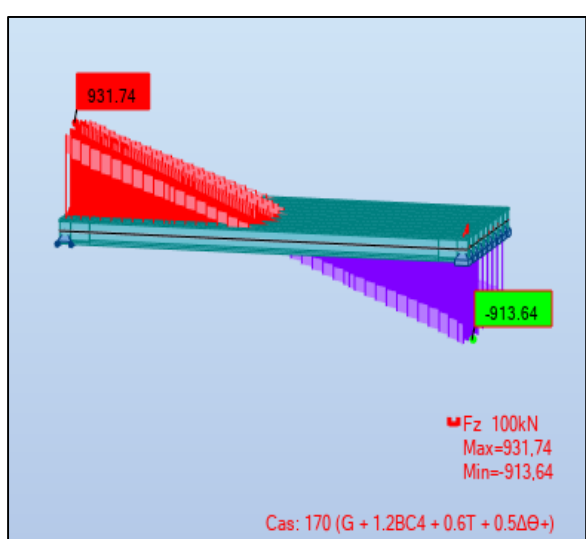
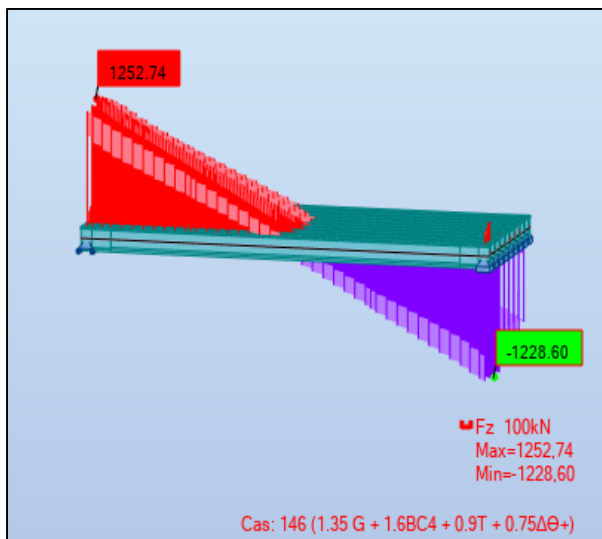
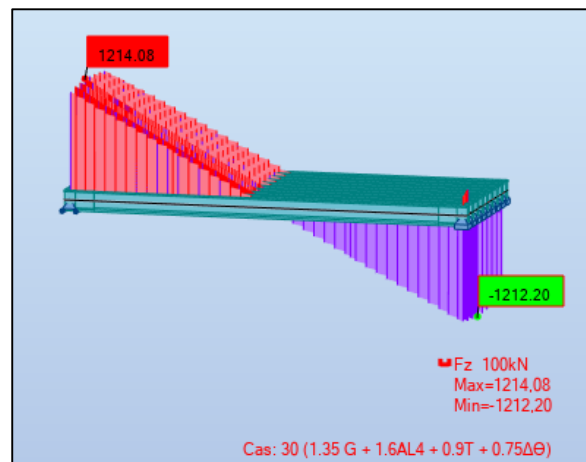
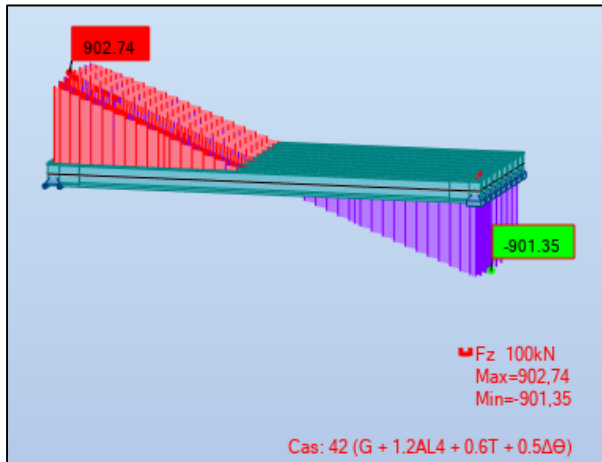
ANNEXE D : Modélisation sur Robot Structural Analysis Professional 2019

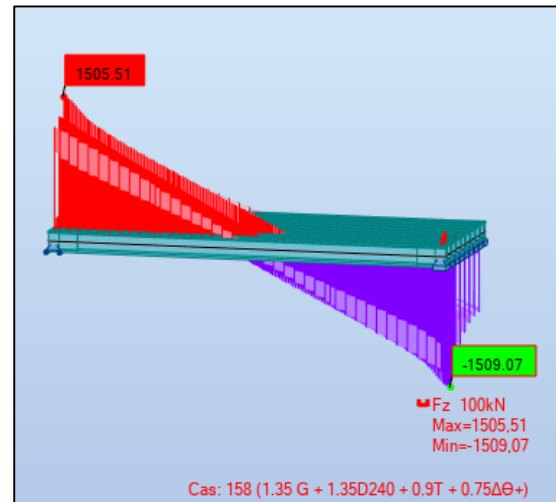
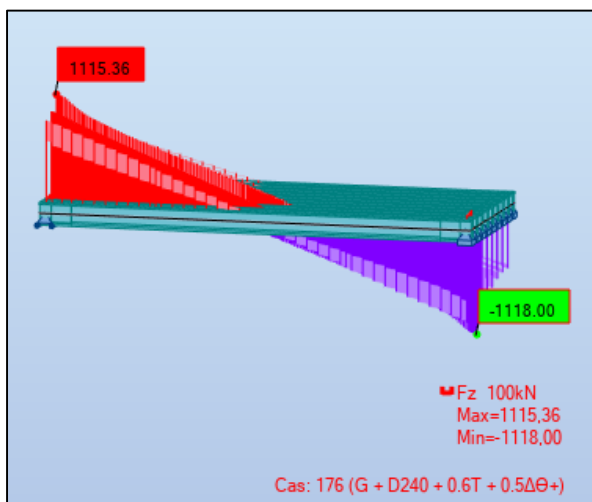
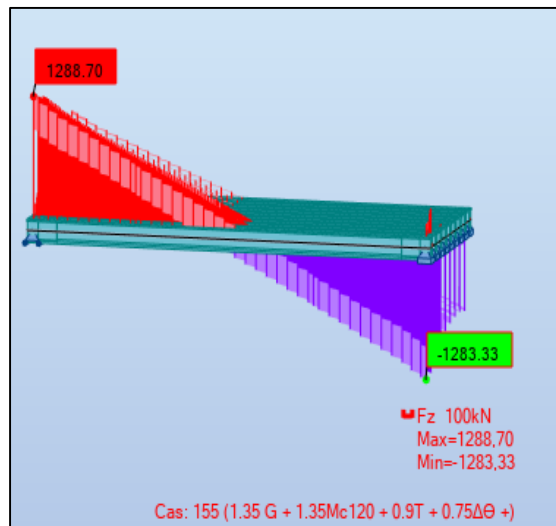
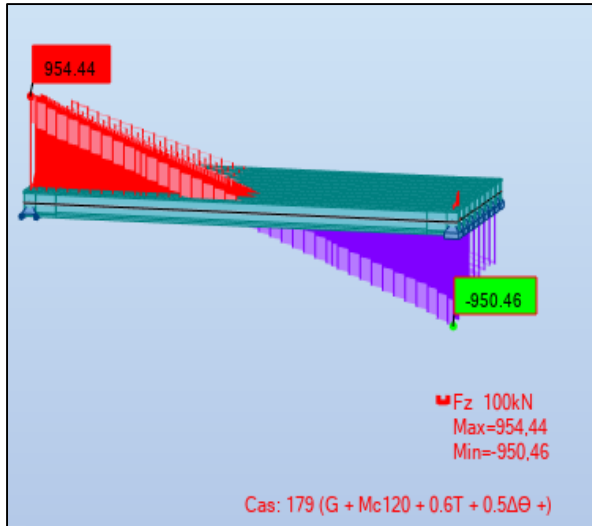


ANNEXE D : Modélisation sur Robot Structural Analysis Professional 2019

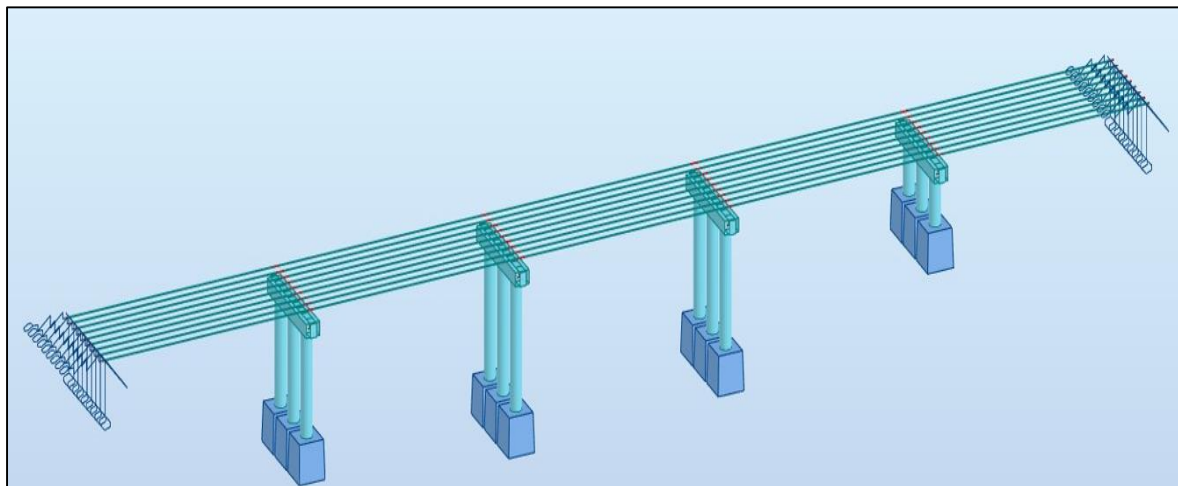


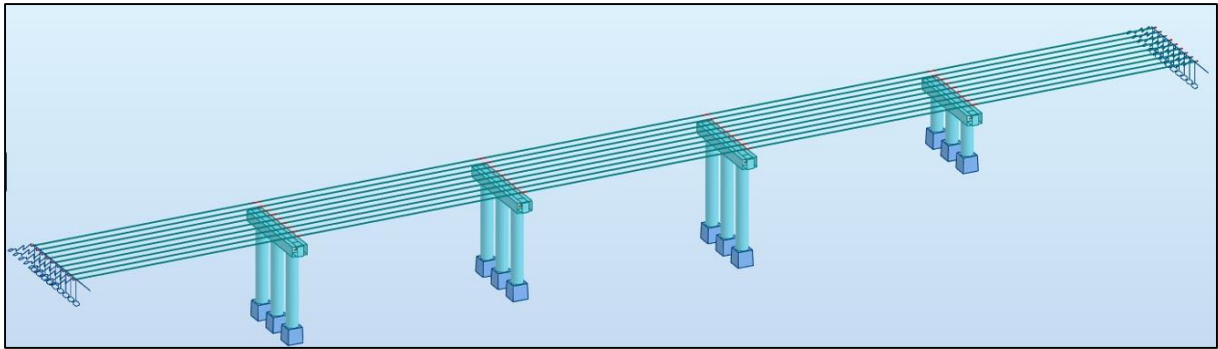
• Les efforts tranchants :



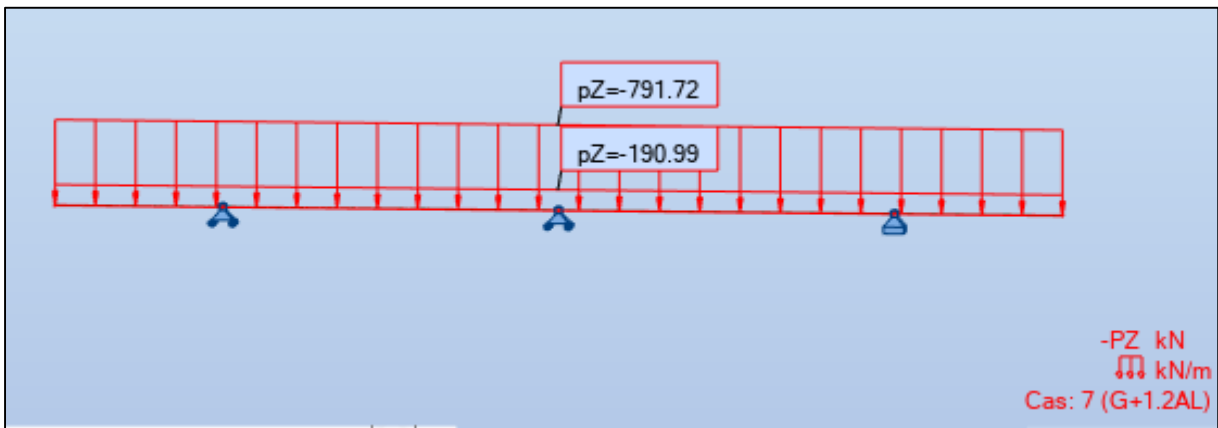
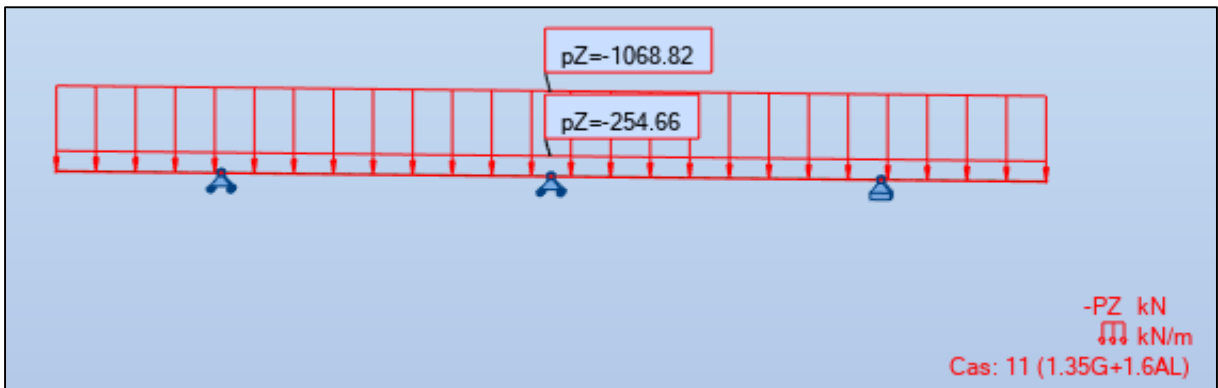
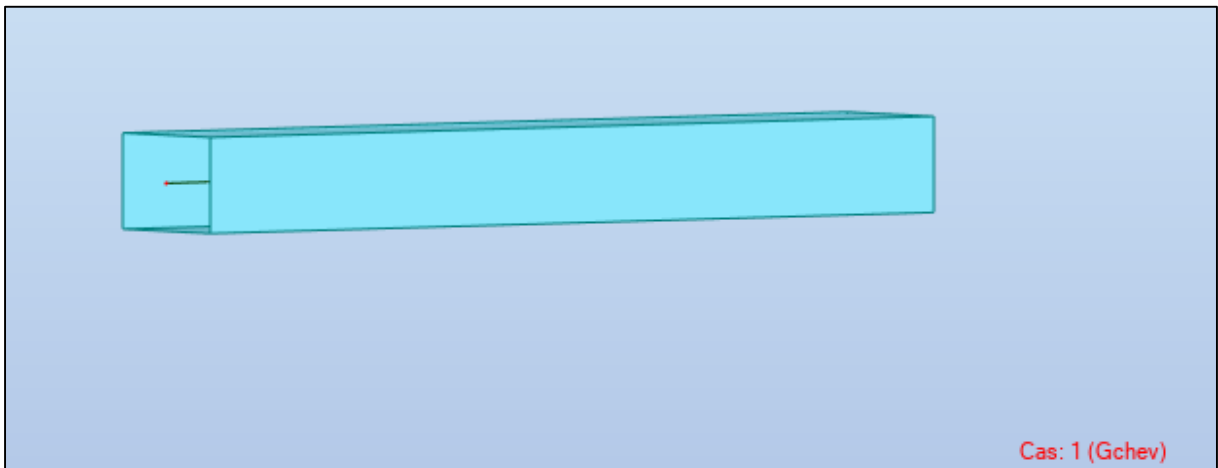


• Modélisation de pont 3D :

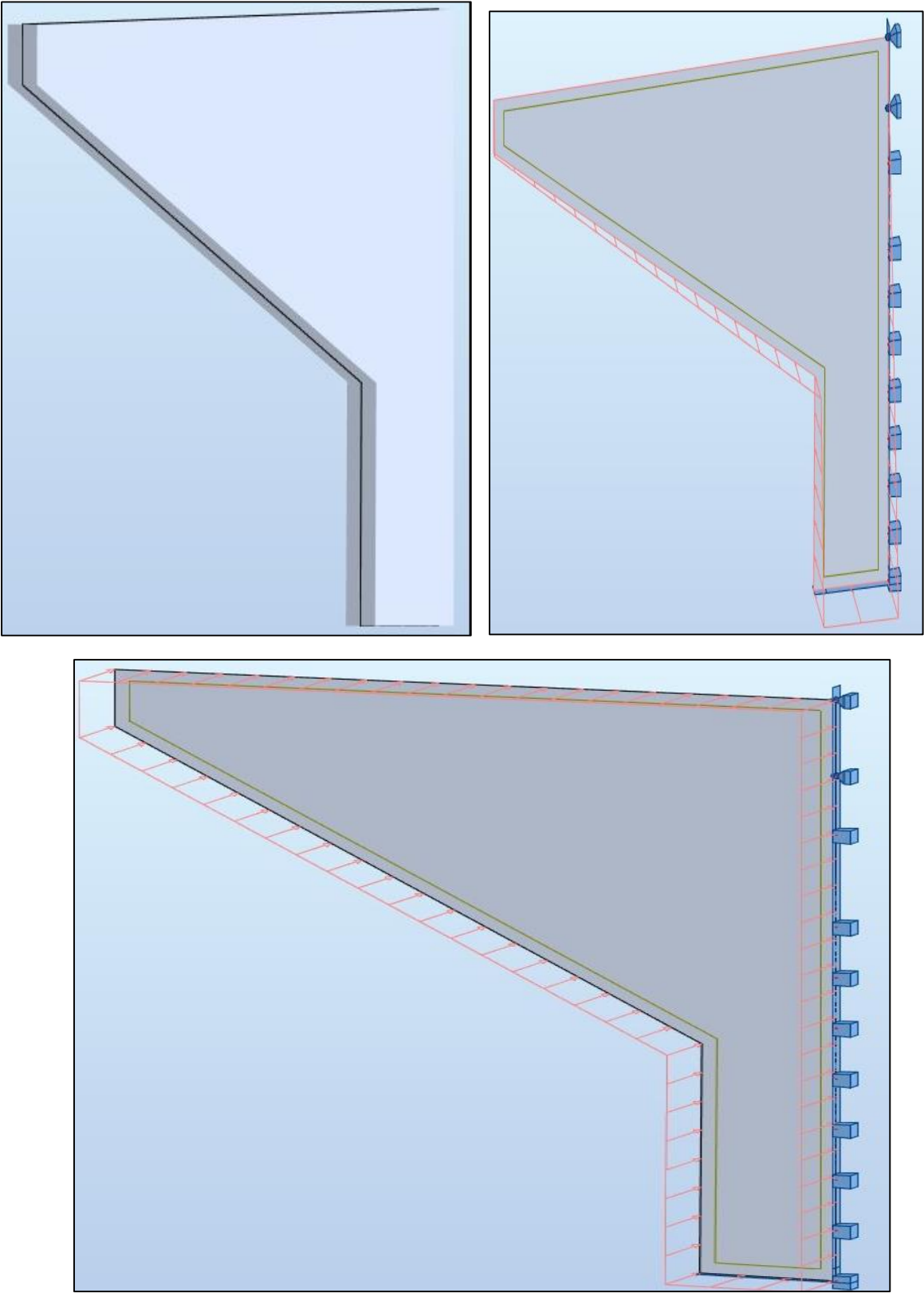




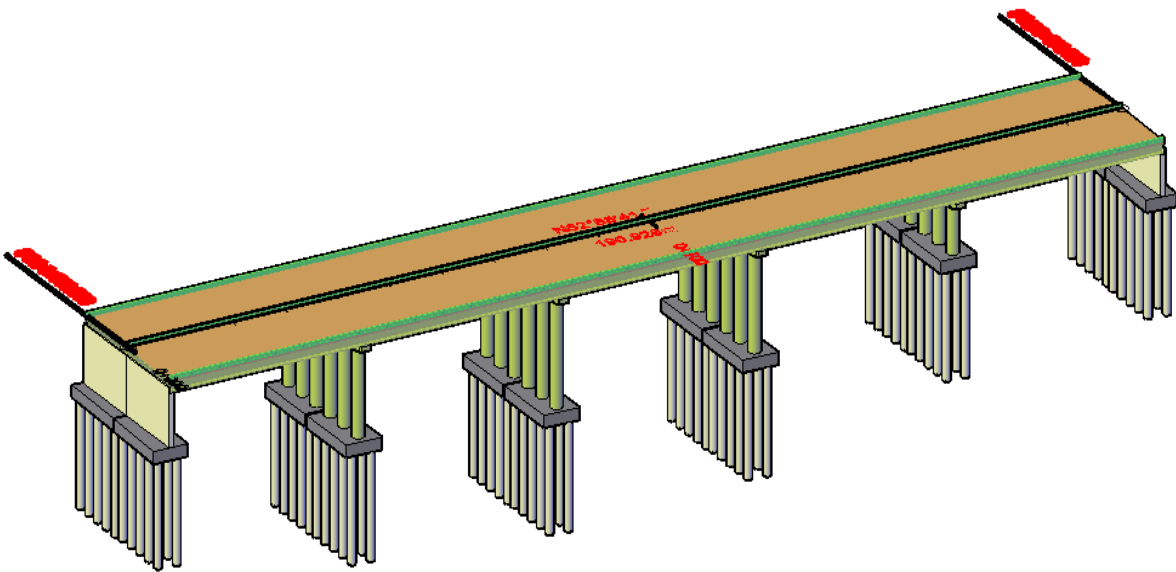
- Modélisation de chevêtre :



- **Modélisation de mur en retour :**



ANNEXE D :
FERRAILLAGE



✚ FERRAILLAGE DE L'HOUDIS Nappe inférieur

(Calcul de Section en Flexion Simple)

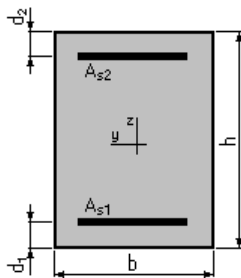
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	54,45	0,00	
Etat Limite de Service	40,84	0,00	
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,32$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 54,45$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 1,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 19,3$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,98$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 40,84$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,45

Position de l'axe neutre : $y = 5,3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 18,2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,4$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 345,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\lim} = 500,0$ (MPa)

FERRAILLAGE DE L'HOURDIS Nappe supérieur
(Calcul de Section en Flexion Simple)

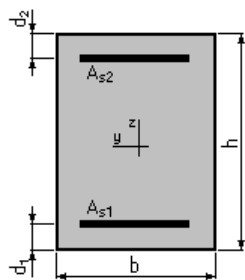
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	47,49	0,00
Etat Limite de Service	35,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 5,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 47,49$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 1,5$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 19,4$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,84$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
Cas ELS $M_{max} = 35,60$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1,45
 Position de l'axe neutre : $y = 5,0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 18,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7,7$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 344,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

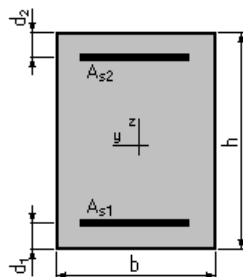
FERRAILAGE DE L'ENTRETOISE Nappe inferieur
(Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 155,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	497,10	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

	A_{s1} (cm ²)	Section théorique A_{s2} (cm ²)
Section théorique	$A_{s1} = 7,8$ (cm ²)	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,8$ (cm ²)	
Théorique	$\rho = 0,17$ (%)	
Minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)	

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 497,10$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 147,2$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

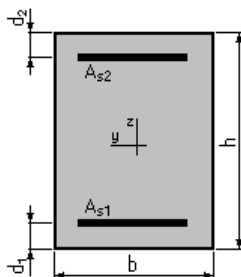
**✚ FERRAILAGE DE L'ENTRETOISE Nappe supérieur
 (Calcul de Section en Flexion Simple)**

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 155,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	1372,10	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 22,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,8$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,49$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 1372,10$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 20,3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 141,9$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,57$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

✚ FERRAILAGE DE L'ENTRETOISE

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

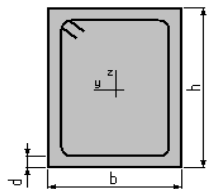
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)

$h = 155,0$ (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	1838,19	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 4,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 15,6$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 9,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $5 + 20 \cdot 9 + 5 \cdot 10 + 5 \cdot 11 + 5 \cdot 13 + 5 \cdot 16 + 6 \cdot 20 + 5 \cdot 25 + 2 \cdot 35$ (cm)

✚ FERRALLAIGE DES CHEVETRES Nappe inférieur

(Calcul de Section en Flexion Simple)

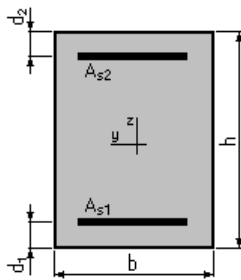
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 250,0$ (cm)
 $h = 165,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	1313,11	0,00
Etat Limite de Service	974,79	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 40,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 40,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 1313,11$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,09 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 5,7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 157,7$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,37$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 974,79$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,55
 Position de l'axe neutre : $y = 25,4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 151,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,8$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 11,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

✚ FERRAILLAGE DE CHEVETRE Nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

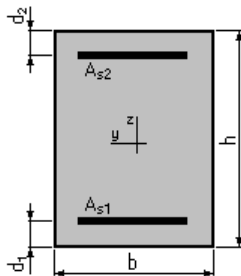
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	4943,92	0,00
Etat Limite de Service	3670,13	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 99,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,25 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 4943,92 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,35 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 14,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 154,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,97 \text{ (\%)}_00$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_00$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 3670,13 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 38,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 147,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

✚ FERRAILAGE DE CHEVETRE

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

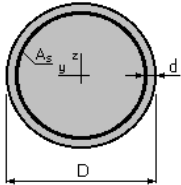
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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 :



$$D = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

CAS	N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.		ELU	4278,39	0,00
2.		ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 15,6 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 8,9 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$ $4 + 22 \cdot 8 + 4 \cdot 9 + 3 \cdot 10 + 4 \cdot 11 + 3 \cdot 13 + 4 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + 4 \cdot 25 + 3 \cdot 35 + 3 \cdot 40 \text{ (cm)}$

+ FERRAILLAGE FUTS

Armatures longitudinales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

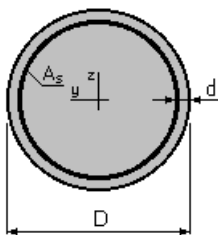
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués :

CAS N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS 6767,24	3421,24	0,00	
2.	ELU 9123,84	4153,51	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 $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELS **N = 6767,24 (kN)** **M_y = 3421,24 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2,82

Position de l'axe neutre : $y = 141,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 135,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5,3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 19,9$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 76,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELU **N = 9123,84 (kN)** **M_y = 4153,51 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 3,49 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 143,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 126,9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1,19$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 238,5$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

✚ Ferrailage des futs Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

- Zone critique

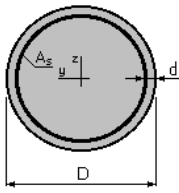
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 200,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	213,55	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: 2 $\varnothing 16$

Espacement : $S_t = 15,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

- Zone courante

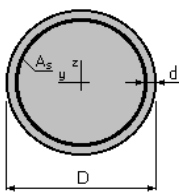
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 200,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	213,55	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)
 Cadres: 2 $\varnothing 16$
 Espacement : $S_t = 30,0$ (cm)
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

FERRAILAGE DES PIEUX

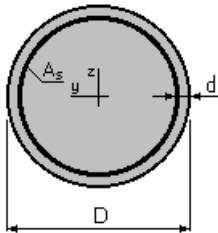
Armatures longitudinales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N° Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1. ELS 1746,54	168,34	0,00	
2. ELU 2549,46	230,88	0,00	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s,min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s,max} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELS N = 1746,54 (kN) $M_y = 168,34$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7,49

Position de l'axe neutre : $y = 159,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 61,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 2,1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 30,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s,lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2 : Type ELU **N = 2549,46 (kN)** **M_y = 230,88 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 6,83 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 121,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 59,6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,46$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

+ FERRAILAGE DES PIEUX

Armatures Transversales (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

- Zone critique

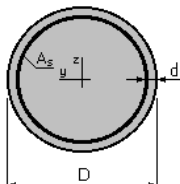
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	64,06	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: 2 $\varnothing 14$

Espacement : $S_t = 15,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

- Zone courante

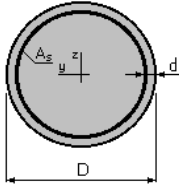
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	64,06	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 30,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

+ FERRAILLAGE DE LA CULEE

Mur frontale (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

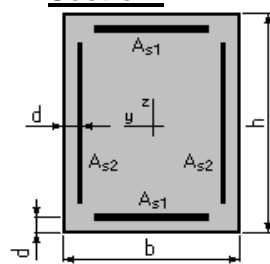
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 155,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU 1080,41	2266,21	0,00	
2.	ELS 800,30	1678,68	0,00	

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 33,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 31,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 775,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,43$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1080,41 (kN)** **M_y = 2266,21 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 18,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 142,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,41$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 206,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 800,30 (kN)** **M_y = 1678,68 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 41,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 85,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

✚ FERRAILAGE DE LA CULEE

Mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

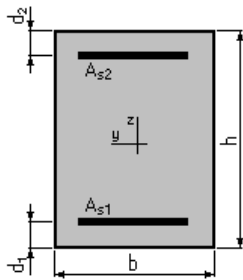
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	178,74	0,00
Etat Limite de Service	133,81	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3,4$ (cm ²)		
	$\rho = 0,68$ (%)		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 178,74$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 27,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,16$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 133,81$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 26,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

✚ FERRAILAGE DE LA CULEE

Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

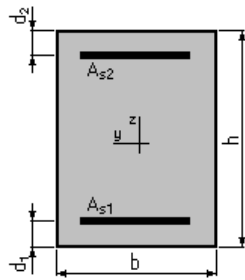
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	91,97	0,00
Etat Limite de Service	68,42	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12,2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s\min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,49 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 91,97 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,11 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 68,42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

✚ FERRAILLAGE DE LA CULEE Corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)

1. Hypothèses:

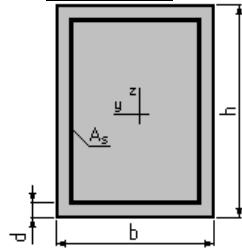
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	91,97
Etat Limite de Service	68,42
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333,3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
$\alpha = 0,70$			N_u (béton seul)	$= 5183,98$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS) } = 0,2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

$$\text{Section théorique } A_s = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section maximum } A_{s \text{ max}} = 200,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 0,42 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

✚ FERRAILLAGE DE LA CULEE

Mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

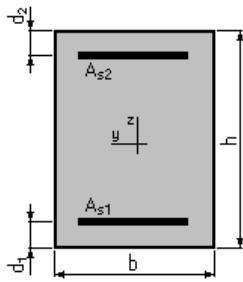
1. Hypothèses:

$$\text{Béton: } f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier: } f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	540,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s_{min}} = 9,5$ (cm ²)		
	$\rho = 0,26$ (%)		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 540,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 23,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 87,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s_{lim}} = 250,0$ (MPa)

✚ FERRAILAGE DE LA CULEE

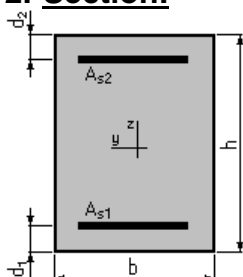
Mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d₁ = 5,0 (cm)
d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	123,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 9,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 9,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 123,70$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,73
Position de l'axe neutre: $y = 15,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 90,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 9,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)