

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 du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

## Thème

Conception et d'étude d'un ouvrage d'art du Pk3+337 A  
Pk3+571 au niveau de la ville d'El Achour wilaya d'Alger

### Présenté par :

- BADAOUI Zineddine Slimane
- MESSAOUD Abdelrahim

### Encadré par :

- Mr. BEZZOU Samir
- Mr. AMIEUR Mohamed

Promotion 2023 / 2024

# REMERCIEMENTS

*Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, patience, volonté et le courage d'accomplir ce modeste travail.*

*Nous aimerions remercier nos chers parents qui nous ont toujours aidé et guidée tout au long de notre cursus universitaire, leur soutien indéfectible et leur amour sans limites été un pont indestructible pour surmonter les obstacles et les défis leur présence à nos coté a été un véritable socle en béton.*

*Nous voudrions exprimer notre gratitude envers notre directeur de mémoire **MR.Bezzou Samir** pour sa patience son expertise et ses précieux conseils tout au long de ce travail grâce a sa volonté de partager son savoir a posé les fondations de notre réussite.*

*Nous souhaitons exprimer notre reconnaissance envers l'ensemble de nos enseignant et professeurs qui nous ont transmis leur savoir tout au long de nos connaissance et notre réflexion.*

*Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance et notre gratitude à **Mr.MEZAAD Ramdan, Mr.Amieur, Mme.Bourbia, Mme.Makoudi, Mme.Sabrine.***

# *DEDICACE*

*Ce modeste travail a été réalisé grâce à l'aide et à la protection d'Allah.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma chère mère*

*A mon cher père*

*Qui n'ont jamais cessé de prier pour moi, de me soutenir et de m'épauler afin que je puisse atteindre mes objectifs.*

*Je dédie ce travail humble et précieux à mes grandes sœurs Amina, Sahra, Leila, Fatma pour leur soutien constant et leurs conseils précieux.*

*Je dédie ce travail à mes chers amis Ashraf, Adel, Hiba, Zineb, Lyna, Mouloud, Abdellah.*

*Je dédie ce travail à toute personne qui a participer de près ou de loin à l'exécution de ce travail.*

*-BADAUI Zineddine Slimane-*

# *DEDICACE*

*Ce modeste travail a été réalisé grâce à l'aide et à la protection d'Allah.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma chère mère*

*A mon cher père*

*Qui n'ont jamais cessé de prier pour moi, de me soutenir et de m'épauler afin que je puisse atteindre mes objectifs.*

*Je dédie ce travail humble et précieux à mes frères pour leur soutien constant et leurs conseils précieux.*

*Je dédie ce travail à mes chers amis Ashraf hazerli , Adel, Lyna.*

*Je dédie ce travail à toute personne qui a participer de près ou de loin à l'exécution de ce travail.*

*-MESSAOUD Abdelrahim-*

## ملخص:

يهدف هذا العمل بتصميم ودراسة جسر يقع بين PK 3+337 و PK 3+571 على الطريق السريع الذي يربط المجمع الرياضي 5 جويلية مع مدينة الخرايسية على مسافة 10 كيلومترات. بدأنا عملنا بتقديم المشروع، ثم قمنا بالانتقال إلى التصميم العام حيث قدمنا 3 خيارات مختلفة. بعد ذلك، اخترنا البديل الأكثر فائدة استنادًا إلى عدة معايير. في النهاية، أجرينا دراسة لجسر يتألف من بلاطات مجهزة مسبقًا ومجهدة بالتوترات اللاحقة، بطول إجمالي 240 مترًا يتكون من 6 امتدادات كل منها بطول 40 مترًا.

تم استخدام اللوائح BAEL91، RCPR 2008، RPOA 2008 في هذه الدراسة، بالإضافة إلى دليل SETRA. تم عمل النموذج الهيكلي للجسر باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020، بينما تم إعداد الرسوم الكاملة باستخدام برنامج autoCAD 2023..  
**كلمات مفتاحية:** تصميم ودراسة جسر VIPP، خرسانة مجهزة مسبقًا، بنية تحتية.

## Résumé :

Ce travail consiste à faire la conception et de l'étude d'un pont situe du PK 3+337 à PK 3+571 situé sur la liaison autoroutière reliant le complexe sportif du 5 juillet à la ville de Khraicia sur 10km. Nous avons entamé notre travail par une présentation du projet, puis nous avons procédé à la conception générale, pour laquelle nous avons proposé 3 variantes. Ensuite, nous avons choisi la variante la plus avantageuse en se basant sur plusieurs critères. Enfin, nous avons réalisé l'étude d'un pont a poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, d'une longueur totale de 240m, constitué de 6 travées de 40m chacune.

Les règlements BAEL91, RCPR 2008, RPOA 2008 ont été utilisé afin de mener cette étude à point, ainsi que des guides SETRA.

La modélisation de la structure a été faite avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 tandis que le plan d'ensemble a été réalisé avec le logiciel autoCAD 2023.

**Mots clés :** Conception et étude d'un pont VIPP, béton précontraint, Infrastructure.

## Abstract :

This work involves the design and study of a bridge located between PK 3+337 and PK 3+571 on the highway link connecting the 5 July sports complex to the city of Khraicia over a distance of 10 km. We began our work with a project presentation, followed by the overall design phase, during which we proposed 3 different variants. Subsequently, we selected the most advantageous variant based on several criteria. Finally, we conducted a study of a bridge with precast prestressed beams using post-tensioning, with a total length of 240 meters consisting of 6 spans of 40 meters each.

The regulations BAEL91, RCPR 2008, RPOA 2008 were utilized to complete this study, along with SETRA guides.

The structural modeling was carried out using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 software, while the overall plan was created using autoCAD 2023.

**Keywords:** Design and study of a VIPP bridge, prestressed concrete, Infrastructure

## LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.

**BAEL** : Béton armé état limite

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**13T15s** : treize (13) torons de quinze (15) fils.

**G** : Module de cisaillement.

**E** : Module de Young.

**K** : la Raideur.

**Sa** : Le spectre de réponse élastique.

**f<sub>lim</sub>** : Contrainte de compression limite.

**τ** : contrainte tangentielle.

**Δσ<sub>insta</sub>** : La perte de tension instantanée.

**Δσ<sub>déf</sub>** : La perte de tension.

**σ<sub>inf</sub>** : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**σ<sub>p</sub>** : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible.

**ELU** : Etat limite Ultime.

**ELS** : Etat limite de service

**σ<sub>bt</sub>** : Contrainte de traction admissible.

**f<sub>cmax</sub>** : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

**F<sub>prg</sub>** : Résistance ultime a garantie.

**F<sub>peg</sub>** : Résistance limite élastique a garantie

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures transversale.

**M<sub>p</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

**F<sub>L</sub>** : Force séismique longitudinale.

**F<sub>T</sub>** : Force séismique transversale.

**H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**H<sub>flv</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

**As** : la section des armatures.

**f** : la flèche.

**T** : la période.

**ε** : coefficient de dilatation

**λ** : L'élancement .

**K<sub>h</sub>** : coefficient sismique horizontal ;

**k<sub>v</sub>** : coefficient sismique vertical.

**K<sub>ad</sub>** : coefficient de poussée.

# Sommaire

## Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	02
I.2 Différents type de ponts	02
I.3 Classification de ponts	02
I.4 Différentes parties d'un pont	03
I.4 Différentes catégories d'un pont	03
I.4.1 Pont cadre	03
I.4.2 Pont dalle	04
I.4.3 Pont a Poutres	04
I.4.4 Pont en arc	05
I.4.5 Pont suspendu	05
I.4.6 Pont Haubanée	06

## Chapitre II : Présentation du projet

II.1 Introduction	07
II.2 Présentation du projet	07
II.2.1 Situation de l'ouvrage	07
II.2.2. Présentation de la liaison autoroutière rocade sud	07
II.2.3. Obstacles à franchir	08
II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage	08
II.3 Données de l'ouvrage	08
II.3.1. Données fonctionnelles	08
II.3.1.1 Tracé en plan	08
II.3.1.2 Profil en long	08
II.3.1.3 Profil en travers	09
II.3.2. Données naturelles	10
II.3.2.1 Données topographique	10
II.3.2.2 Sismicité du site	10
II.3.2.3 Données géotechniques	10
II.3.2.4 Données climatiques	11
II.4 Conclusion	11

## **Chapitre III : Conception et prédimensionnement**

III.1 Introduction	12
III.2. Présentation et prédimensionnement des variantes	12
III.2.1 Variante 01 : “ Pont mixte bipoutre “	12
III.2.1.1 Conception longitudinale	13
III.2.1.2 Conception transversale	13
III.2.2 Variante n°02 « Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post tension »	17
III.2.2.1 Conception longitudinale	17
III.2.2.2 Conception transversale	18
III.2.3 Variante n°03 « Pont dalle »	20
III.2.3.1 Conception longitudinale	20
III.2.3.2 Conception transversale	20
III.3 Analyse multicritère et choix de la variante optimale	26
III.3.1. Devis estimatif et quantitatif	26
III.3.2. Avantages et inconvénients des trois variantes	30
III.3.3 Critère d’entretien et d’esthétique	31

## **Chapitre IV : Analyse des charges et hypothèse de calcul**

IV.1 Introduction	33
IV.2 Normes et règles de calcul	33
IV.3 Caractéristiques des matériaux	33
IV.3.1 Bétons	33
IV.3.1.1 Resistance a la compression	34
IV.3.1.2 Resistance a la traction	34
IV.3.1.3. Contrainte admissible à la compression $f_{bu}$	35
IV.3.1.4. Module de déformation longitudinale de béton E	36
IV.3.1.5. Module de déformation transversale G	36
IV.3.2. Aciers	36
IV.3.2.1. L’acier Passifs	37
IV.3.2.2. Aciers Actifs (précontrainte)	37

IV.4. Evaluation des charges	38
IV.4.1. Les charges	38
IV.4.1.1. Charges permanentes	38
IV.4.1.2. Action thermique	39
IV.4.1.3. Les caractéristiques du pont	40
IV.4.1.4. Les charges d'exploitation	40
IV.5. Coefficient de majoration dynamique	45
IV.6. Efforts de freinage	46
IV.7. Les réactions du au charge	46
III.8. Résumé	47
<b><u>CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS</u></b>	
V.1. Introduction	49
V.2. Calcul des moments fléchissant	49
V.2.1. Calcul du moment fléchissant due a la charge permanente (poids propre du tablier +équipements)	49
V.2.2. Calcul du moment fléchissant du a la surcharge A(I)	50
IV.2.3. Calcul du moment fléchissant due a la surcharge Bc:	50
IV.2.4. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Bt	52
V.2.5. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Br	53
V.2.6. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Mc120	53
V.2.7. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D240	54
V.3. Calcul des efforts tranchants	54
V.3.1. Calcul du l'effort tranchant due à la charge permanente	54
V.3.2. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge A(I)	54
V.3.3. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge Bc	55
V.3.4. Calcul des efforts tranchants maximaux due à la surcharge Bt	56
V.3.5. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge Br	56
V.3.6. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge Mc120	56
V.3.7. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge D240 :	57
V.4. Résumé	58

## **Chapitre VI : répartition transversale des efforts**

VI.1 Introduction	59
VI.2. Etablissement des paramètres de calcul $\theta$ et $\alpha$	59
VI.2.1 Largeur active $b$	59
VI.2.2. Inertie de la poutre	59
VI.2.3 Paramètre d'entretoisement $\theta$	60
VI.2.3.1 Rigidité flexionnelle de la poutre	60
VI.2.3.2 Rigidité flexionnelle de la dalle	60
VI.2.4 Paramètre de torsion $\alpha$	61
VI.2.4.1 Rigidité de torsion de la poutre par unité de longueur $\gamma_p$	61
VI.2.4.2 Rigidité de torsion de la dalle par unité de longueur $\gamma_e$	62
VI.3. Calcul des moments fléchissent	62
VI.3.1 Tableau des moments fléchissent	62
VI.3.2 Coefficient de répartition transversale $K$	63
VI.3.2.1 Calcul de $K\alpha$	63
V.3.2.2 Calcul de $K\alpha_{moy}$	64
VI.3.3 Valeur des moments fléchissent réel dus aux surcharges $X = 0.5L$	75
VI.3.4 Déterminer la poutre la plus sollicité	76
VI.4 Résumé	78

## **Chapitre VII : Vérification par modélisation**

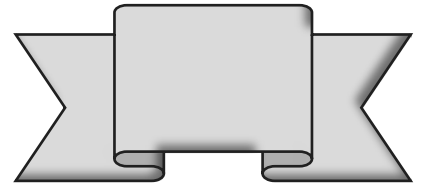
VII.1 Introduction	80
VII.2 Modélisation d'un ouvrage	80
VII.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage	80
VII.2.1.1 Modélisation de la poutre et de l'hourdis	80
VII.2.1.2 Les appuis	81
VII.3 Définition de charges	82
VII.4 Combinaison des charges	83
VII.4.1 Combinaison de charge ELS	83
VII.4.2 Combinaison de charge ELS :	84

VII.5 Résultats	84
VI.6 Résumé	87
<b><u>Chapitre VIII : Etude de la précontrainte</u></b>	
VIII.1 Introduction	88
VIII.2 Données de calcul	88
VIII.3 Dimensionnement de la précontrainte :	90
VIII.3.1 : Valeur minimale de la précontrainte en service	90
VIII.3.2 : Détermination de nombre de câble	90
VIII.3.3 : Pré-vérification de la précontrainte ;	91
VIII.4 Tracé de la précontrainte	92
VIII.4.1 : Calcul des angles $\alpha$ et $\beta$	94
VIII.5 Calcul des pertes	96
VIII.5.1 : Pertes de tension instantanées ;	96
VIII.5.1.1 : Pertes de tension par frottement	96
VIII.5.1.2 : Pertes de tension par glissement d'ancrage	97
VIII.5.1.3 : Pertes de tension par glissement d'ancrage	97
VIII.5.2 : Pertes de tension différées	98
VIII.5.2.1 : Pertes de tension par retrait	98
VIII.5.2.2 : Pertes de tension par fluage	98
VIII.5.2.3 : Pertes de tension par relaxation	99
VIII.6 Vérification des contraintes normale a l'ELS	100
VIII.7 Vérification des contraintes tangentielles	104
VIII.7.1 : vérification vis-à-vis ELS	104
VIII.7.2 : vérification vis-à-vis ELU	105
VIII.7.3 : Justification béton	106
VIII.8 : Armateurs passives des poutres :	106
VIII.8.1 : Armateurs de peau	106

## **Chapitre IX : Etude Du tablier**

IX.1 Introduction	107
IX.2 flèches et contre flèches	107
IX.2.1 flèche due au poids propre	107
IX.2.2 Contre flèche de précontrainte	107
IX.2.3 Flèche due à la construction	108
IX.2.4 Flèche maximale à ELS	108
IX.2.5 Flèche totale	108
IX.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE	108
IX.3.1 Principe de ferrailage	108
IX.3.2 Évaluation des efforts	109
IX.3.3 Ferrailage	110
IX.4 Ferrailage sous la flexion transversale	112
IX.4.1 La modélisation de la dalle	112
IX.4.2 Evaluation des efforts	112
IX.4.3 Ferrailage de la dalle	113
IX.5 RESUME	114
<b><u>Chapitre X : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT</u></b>	
X.1 Introduction	115
X.2 Classification de l'ouvrage Selon « RPOA 2008 »	115
X.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE	115
X.3.1 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K	117
X.3.2 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE	118
X.3.2.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal	118
X.3.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversal	119
IX.3.2.3 Composante verticale du séisme	120
X.4 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	121
X.5 Appareil d'appuis	121
X.5.1 Aire de l'appareil d'appuis	122
X.5.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	122
X.5.3 Dimensionnement des frettes	123

X.5.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	123
X.5.4.1 Résistance à la compression	123
X.5.4.2 Stabilité au flambement	124
X.5.4.3 Limitation de la distorsion	124
X.6 Dimension des des d'appuis :	125
X.6.1 Dimensionnement des dés d'appuis	125
X.6.2 Ferrailage des dés d'appuis	125
X.6.3 Les plaques de fixation	126
X.7 JOINT DE CHAUSSEE	126
X.7.1 Calcul de souffle	126
X.7.2 Type de joint	127
X.8 RESUME	127
<b><u>Chapitre XI : Etude de l'infrastructure</u></b>	
XI.1 Introduction	128
XI.2 Etude de la pile	128
XI.2.1 Conception de la pile/documents SETRA	128
XI.2.2 études des éléments de la pile	129
XI.2.2.1 étude de chevêtre	129
XI.2.2.2 Etude voile	133
XI.2.2.3 Etude de fondation	137
XI.3 Etude des pieux	138
XI.3.1 Nombre des pieux	139
XI.3.2 Action sur les pieux	139
XI.3.3 ferrailage des pieux	<b>141</b>



# INTRODUCTION GENERALE

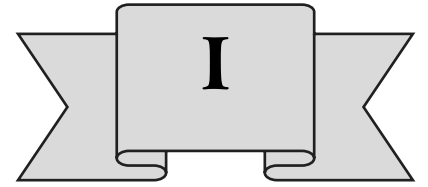
## **INTRODUCTION GENERALE**

Un ouvrage d'art représente une construction significative et de grande envergure qui facilite le franchissement d'obstacles naturels ou artificiels. De nos jours, de nombreux ouvrages sont construits appartenant à l'une des catégories suivantes :

- Ouvrage permettant de surmonter un obstacle sur une route, une voie ferrée ou une voie navigable.
- Dispositif facilitant la transition entre différents modes de transport (infrastructures portuaires).
- Dispositifs conçus pour protéger contre les forces de la terre ou de l'eau telle que les murs de soutènement et les couvertures tranchées.

L'ingénieur doit adopter une approche de conception visant à optimiser différents critères essentiels tels que la rentabilité, la sécurité des usagers, l'aspect esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation. Il doit constamment prendre en considération les contraintes naturelles et fonctionnelles. Tout en se conformant aux normes, aux guides, aux ouvrages de référence, aux recommandations des experts et en capitalisant sur son expérience personnelle.

Une fois que l'ingénieur a proposé plusieurs variantes résultant de sa réflexion, celle-ci doivent subir évaluation préliminaire afin de déterminer la variante optimale la plus performante, répondant ainsi le mieux à nos besoins en fonctions des ressources disponibles.



# CHAPITRE I

# GENERALITES

---

## I.1 Introduction :

Un pont est une structure d'ingénierie construite sur place pour permettre le passage au-dessus d'un obstacle naturel ou artificiel. Il peut être en cours de construction, de réparation ou de rénovation afin d'améliorer sa sécurité et sa durabilité.

Un ouvrage d'art est qualifié d'« art » car sa conception et sa réalisation requièrent des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi crucial que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue ce que l'on désigne communément comme l'art de l'Ingénieur. La fonction d'un ouvrage d'art est directement liée à celle de la voie de communication qu'il supporte :

- Un ouvrage d'art routier soutient une route.
- Un ouvrage d'art autoroutier soutient une autoroute.
- Un ouvrage d'art ferroviaire soutient une voie ferrée.
- Un ouvrage d'art de protection supporte la poussée de la terre ou de l'eau.

Les ponts font partie de la catégorie des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics ou du génie civil.

## I.2 Différents type de ponts :

- Ponceau : petit pont d'une seule travée (5 à 8m).
- Viaduc : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.
- Passerelle : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes

## I.3 Classification de ponts :

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères :

1. **Le matériau utilisé** : en bois, en maçonnerie, en béton armé, en béton précontraint.
2. **La nature de la voie portée** : pont-route, pont-rail, pont canal.
3. **La structure** : pont dalle, a poutres, en arc, cadre, mixte, suspendu
4. **La forme** : Pont droit, biais, courbe
5. **Le mode d'exécution** : réalisé par encorbellement, par poussage, réalisé sur cintre.
6. **La voie portée** : Passage supérieur ou Passage inférieur
  - Passage supérieur (au-dessus d'une autre voie)
  - Passage inférieur (sous une autre voie)

Ces différentes classifications permettent de caractériser les ponts en fonction de leurs matériaux, de leurs structures, de leurs formes, de leur mode de construction et de la nature des voies qu'ils supportent.

## I.4 Différentes parties d'un pont :

- **Le tablier :** Partie supérieure du pont sur laquelle circulent les véhicules.
- **Les culées :** Situées aux extrémités du pont sur la rive, elles supportent le poids du tablier et retiennent le remblai derrière lui.
- **Les piles :** Structures destinées à supporter le poids du tablier, placées à intervalles réguliers le long du pont.
- **Le chevêtre :** Partie supérieure d'une pile qui diffuse les efforts dans la pile et assure le bon positionnement des appareils d'appui.
- **Travée :** Partie du pont située entre deux piles ou entre une pile et une culée.
- **Les appareils d'appui :** Éléments placés entre le tablier et les piles, permettant la transmission verticale des efforts tout en autorisant des mouvements de translation et de rotation.
- **Les fondations :** Structures assurant la transmission des charges au sol, soutenant ainsi l'ensemble de l'ouvrage.

## I.4 Différentes catégories d'un pont :

### I.4.1 Pont cadre :

Ces ouvrages sont destinés au franchissement de petites ouvertures en passage inférieur, ils sont généralement coulés sur place.



Figure I.1 Pont cadre

### **I.4.2 Pont dalle :**

Ils sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante en béton armé ou en béton précontraint. Ces ouvrages sont utilisés pour des franchissements de moyennes portées en passage inférieur ou en passage supérieur ils ont l'avantage d'être mince et permettent une meilleure flexibilité par rapport aux gabarits en plus d'être esthétique.



*Figure I.02 Pont dalle*

### **I.4.3 Pont a Poutres :**

Le tablier de ces ouvrages est composé de poutres longitudinales de hauteur constante, reliées transversalement par des entretoises dans chaque travée. Ce type de structure est particulièrement adapté pour franchir de plus grandes portées, que ce soit en passage supérieur ou inférieur. Les poutres sont généralement en béton armé précontraint, utilisant des techniques de pré-tension ou de post-tension. Cette catégorie inclut également les ponts à poutrelles enrobées, les bipoutres mixtes ainsi que les poutres-caisson en béton précontraint



*Figure I.03 Pont a poutres*

**I.4.4 Pont en arc :**

Grâce à leur capacité à travailler en compression au niveau de l'arche, ces ponts peuvent atteindre de grandes portées et franchir des ouvertures en une seule travée. Ils peuvent être suspendus par leur arche, être intermédiaires ou portés.



Figure I.04 Pont en arc

**I.4.5 Pont suspendu :**

C'est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées sur les berges, sa travée principale peut atteindre les 200m.

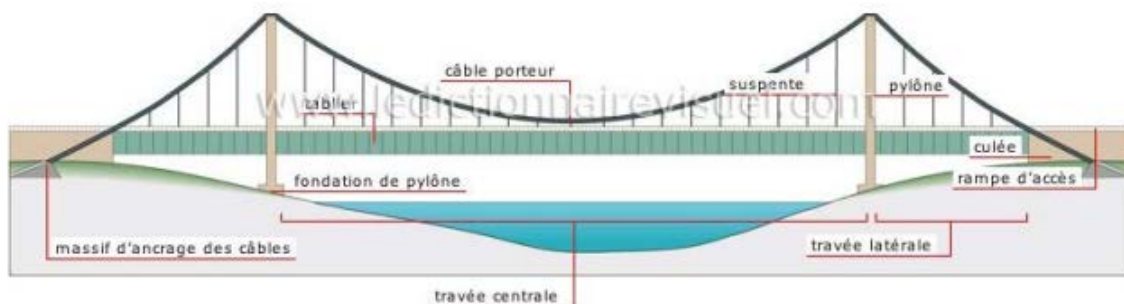


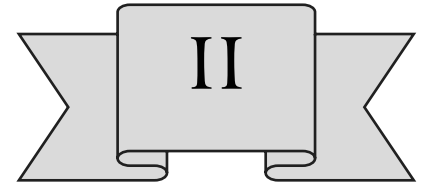
Figure I.05 Pont suspendu

### **I.4.6 Pont Haubanée :**

Les ponts haubanés sont constitués de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont. Ils se présentent sous la forme de structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : des pylônes en acier ou en béton travaillant en compression et des câbles inclinés appelés haubans travaillant en traction.



*Figure I.06 Pont haubané*



# CHAPITRE II

## PRESENTATION DU PROJET

---

## II.1 Introduction

La prise en compte complète du site du projet, incluant ses spécificités et les défis qu'il présente pour notre ouvrage, constitue une étape essentielle dans la conception et l'analyse de celui-ci.

## II.2 Présentation du projet :

### II.2.1 Situation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un viaduc situé entre les deux points kilométrique Pk3+337 et Pk3+571. Il s'inscrit dans le projet de la réalisation de la liaison autoroutière 05-juillet et Khraicai sur 10km.



*Figure II.01 Implantation du projet sur google earth*

### II.2.2. Présentation de la liaison autoroutière rocade sud :

L'objectif de la construction de la liaison autoroutière Rocade Sud est de contourner la ville de Draria au niveau de la wilaya d'Alger, en fournissant infrastructure adaptée au volume de trafic et aux échanges avec les différents réseaux routiers. Celle permettra d'améliorer la circulation de manière significative, avec les bénéfices suivants :

- Création d'un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour les investissements.
- Diminution des frais d'exploitation des véhicules.
- Amélioration du temps de trajet, de la sécurité routière et du confort pour les usagers.

### II.2.3. Obstacles à franchir :

Notre ouvrage permet de franchir un petit oued qui se trouve au point kilométrique PK3+380.

### II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse un terrain vierge (naturelle) de 240m.
- Largeur de tablier :14.3m.
- La largeur de la chaussée :13m.
- La pente longitudinale :0.78%.
- La pente transversale :2.5%.

## II.3 Données de l'ouvrage :

### II.3.1. Données fonctionnelles :

#### II.3.1.1 Tracé en plan :

L'axe en plan de notre ouvrage suit une ligne droite sans courbure, s'étendant sur une longueur de 240m de Pk 3+337 jusqu'à Pk 3+571

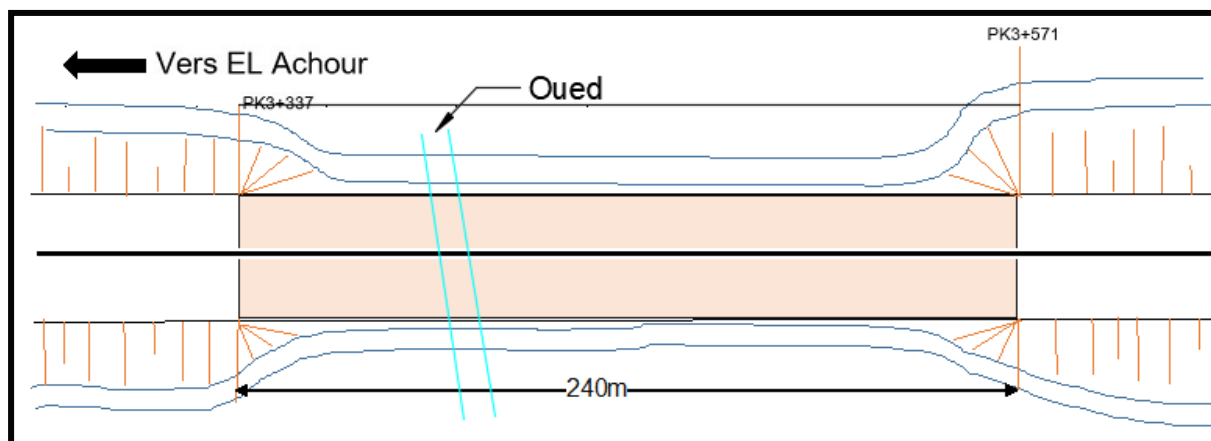


Figure II.02 Vue en plan

#### II.3.1.2 Profil en long :

Le profil en long représente la coupe longitudinale de l'ouvrage. Il désigne la représentation graphique de l'élévation de cet ouvrage le long de son axe.

Pour notre ouvrage le tracé routier est une ligne droite avec une pente  $P=0.78\%$  Il traverse une brèche de 240m de longueur horizontale et le gabarit de l'ouvrage n'est pas limité par des contraintes fonctionnelles.

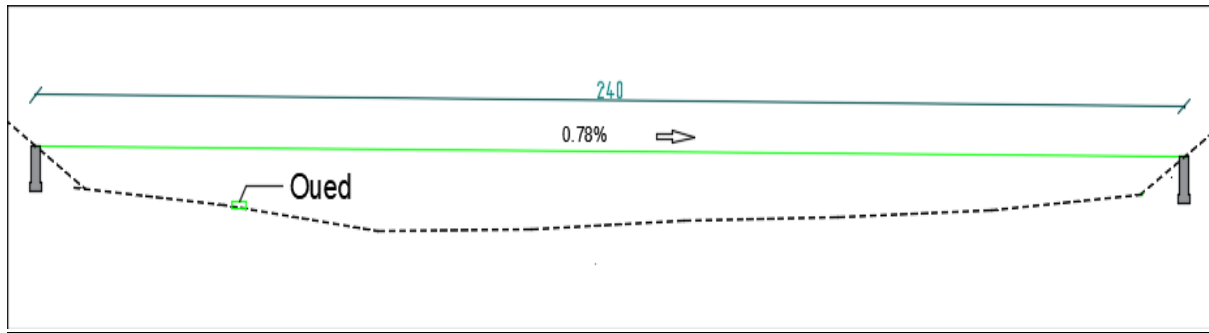


Figure II.03 Profil longitudinale

### .II.3.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers d'une route comprend tous les éléments qui déterminent sa forme et son équipement dans le sens transversal.

Pour notre tablier, le profil en travers est le suivant :

- Largeur de tablier : 14.3m.
- La largeur de la chaussée : 13m.
- La chaussée se compose de trois voies de circulation, chacune mesurant 3,5m.
- Sur largeur : 0.5m
- Bande d'arrêt d'urgence : 2m
- La dalle en béton armé a une épaisseur de 25 cm.
- Le revêtement en béton bitumineux mesure 7cm d'épaisseur et est associé à une couche d'étanchéité de 1cm.
- La pente transversale de la chaussée est de 2,5 % pour les deux tabliers.
- Deux garde-corps de 0.65m coté droite et 0.65m côté gauche.

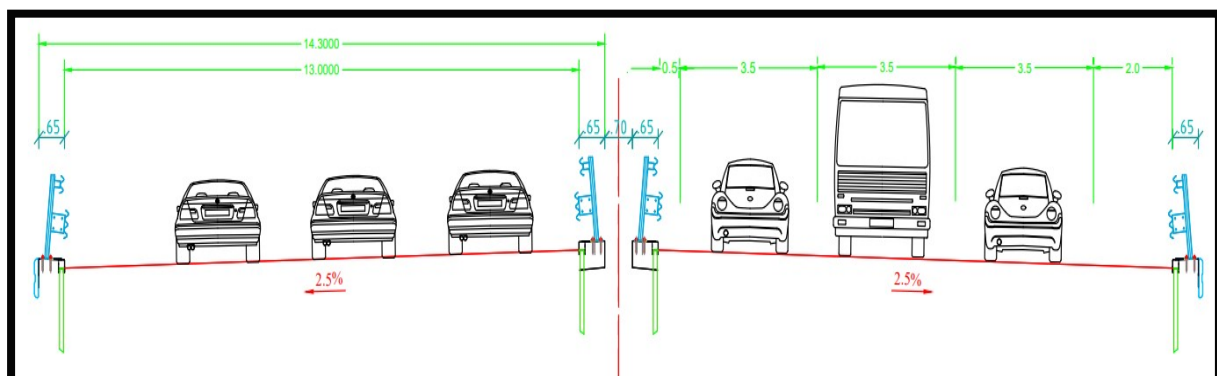


Figure II.04 Profil en travers

**II.3.2. Données naturelles :****II.3.2.1 Données topographique :**

D'après le levé topographique du site, notre projet a une morphologie de faibles pentes.

**II.3.2.2 Sismicité du site :**

La classification parasismique de la wilaya d'Alger est définie par le Règlement parasismique algérienne (R.P.A 2003). Elle classe la région d'Alger dans la zone macrosismique III qui est de forte sismicité. L'ouvrage projeté est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, groupe 2 ; selon R.P.O.A 2008, avec un coefficient d'accélération =0.20g.

**Tableau II.01 coefficient d'accélération selon la zone et le groupe d'ouvrage RPOA**

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.15	0.25	0.30
1B	0.12	0.20	0.25
2	0.10	0.15	0.20
3	0.07	0.10	0.14

**II.3.2.3 Données géotechniques :**

Les données géotechniques revêtent une importance capitale dans l'étude d'un ouvrage, la connaissance des caractéristiques du sol telles que les poids volumique  $\gamma$  des différentes couches, la cohésion C et l'angle de frottement  $\varphi$  sont essentielles car elles conditionnent le type de fondation des appuis (superficielle, profond, semi profond) ainsi que les dimensions des semelles, les profondeurs des pieux. De plus, elles sont souvent déterminantes dans le choix de la solution pour le projet de franchissement.

Le programme de reconnaissance géotechnique a été organisé par le laboratoire Cosider LCM (laboratoire central des matériaux) basé sur l'exécution de :

- Huit (08) sondages carottés de 30m de profondeur équipée en piézomètre pour Identification lithologique et échantillonnage.
- Huit (08) sondages pressiométriques de 30m de profondeur.
- Un programme d'essai de laboratoire de type physique et mécanique et des Analyses chimiques du sol.

**N.B :** L'emplacement de ces essais sont implantés tous les 30m et les résultats des essais in situ ainsi que ceux du laboratoire sont disponibles sur le plan joint en annexe 1.

## Résultats de la reconnaissance in situ et la recommandation de type de fondation :

En résumé, sur le plan lithologique, le site se trouve sur une formation datant de l'âge Plaisancien (argileuse), elle est constituée par des marnes de couleur grise, cette formation présente une consistance dure et compacte a une profondeur moyenne 4m a 8m. Les marnes grises sont recouvertes par des niveaux d'argile marneuse et d'argile limoneuse qui ont des caractéristiques mécanique et géologiques peu favorable.

Dans ce contexte, il recommandé d'opter pour des fondations profondes. Ainsi l'utilisation de pieux frottement est proposée, bien que les dimensions exactes de ces derniers doivent être déterminées par calcul

### II.3.2.4 Données climatiques :

#### ➤ Effet de température :

Les directives de calcul spécifient les changements de température à considérer pour différents matériaux. Ces phénomènes sont notamment pris en compte lors de la conception des joints de dilatation. Pour la wilaya d'Alger la température se varie généralement de 9°C à 34°C pour ces dernières années.

#### ➤ Effet de vent :

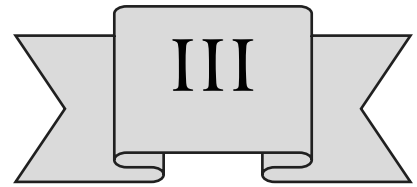
Le titre II du fascicule 61 du CPC (cahier de prescription communes) qui consiste sur le calcul des surcharges climatiques admet l'hypothèse suivante pour évaluer l'action du vent sur les ponts, Cependant, de manière générale, les pressions de vent sur les ponts en Algérie sont généralement comprises entre 800 et 1200 Pa dans les zones côtières et entre 600 et 1000 Pa dans les zones urbaines.

#### ➤ Pluviométrie :

Sur l'année, la précipitation moyenne à Alger varie de 600mm a 800mm.

## II.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les caractéristiques essentielles de notre viaduc, fournissant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate. Cela comprend les données naturelles et fonctionnelles spécifiques à notre ouvrage, ainsi que l'identification des obstacles absents et des différentes contraintes. Ces informations sont cruciales lancer la conception et l'étude de notre projet.



CHAPITRE III  
CONCEPTION ET  
PRE-DIMENSIONNEMENT

---

### **III.1 Introduction :**

La conception des ponts est le fruit d'une démarche itérative visant à optimiser à la fois les aspects techniques et économiques de la structure, en tenant compte des règles, principes de conception et les différentes contraintes imposées tel que :

- Contrainte naturelle : ensemble des éléments de son environnement tel que l'impact de l'ouvrage sur l'écosystème.
- Contrainte fonctionnelle : ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement telles que largeur nécessaire, trafic prévu...

Le type d'ouvrage est sélectionné à l'issue d'une analyse multicritère de toutes les variantes envisagées, en tenant compte des éléments suivants :

- Nature de l'obstacle à franchir (oued, autoroute, vallée ...).
- Délai, Moyen et technique de réalisation.
- Esthétique et maintenance.
- Condition politique et bilan économique.

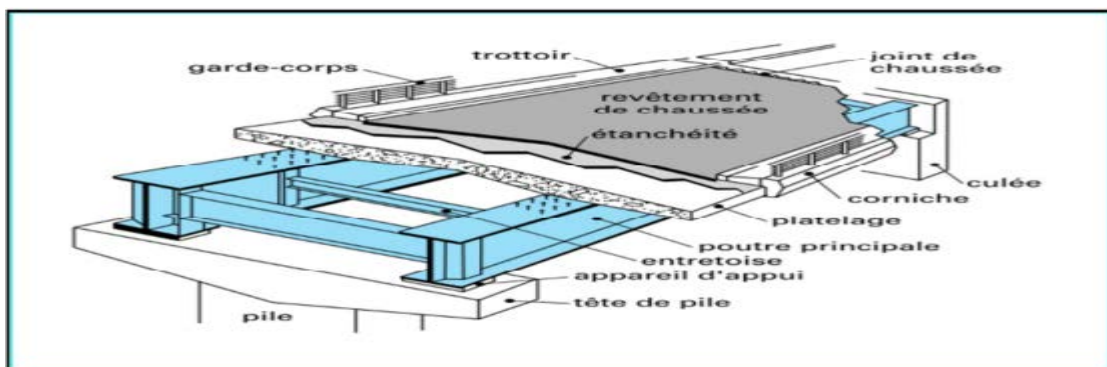
Dans ce chapitre nous examinerons toutes les variantes possibles, en détaillant leurs conceptions avec les plans ainsi que leurs évaluations financières et quantitatives. L'objectif est de sélectionner la variante la plus optimale et adéquate à notre projet.

### **III.2. Présentation et prédimensionnement des variantes**

#### **III.2.1 Variante 01 : " Pont mixte bipoutre "**

Les ponts mixtes sont constitués de poutres en acier qui supportent le tablier en béton armé avec un assemblage spécifique, et ont une portée qui varient de 30m jusqu'à 130m et d'une largeur de 7m jusqu'à 20m.

En nous basant sur les documents du SETRA et le livre de conception de Jean-Armand CALGARO, nous avons envisagé pour cette variante un pont mixte présentant une hauteur constante, selon la conception suivante :



*Figure III.1 Composant d'un pont mixte*

### III.2.1.1 Conception longitudinale :

Le projet est un pont droit d'une longueur 234m et une largeur de 0.78% avec une pente de 0.78% pour cela on propose de faire :

- Pont mixte bipoutre hauteur constante.
- Nombre de travées : 3 travées indépendantes.
- Longueur de la travée : 78m.

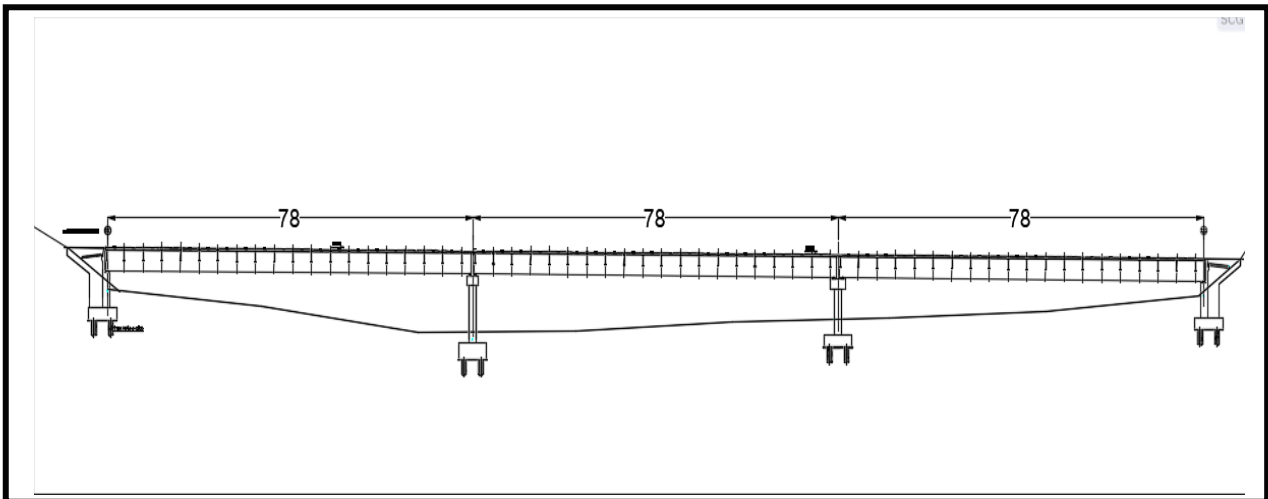


Figure III.2 Profil en Long de la variante n°01

### III.2.1.2 Conception transversale :

Le tablier, d'une largeur de 14.3m (assez large). Selon le guide de conception de SETRA il est proposé d'appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées également appelées **pièces de pont**

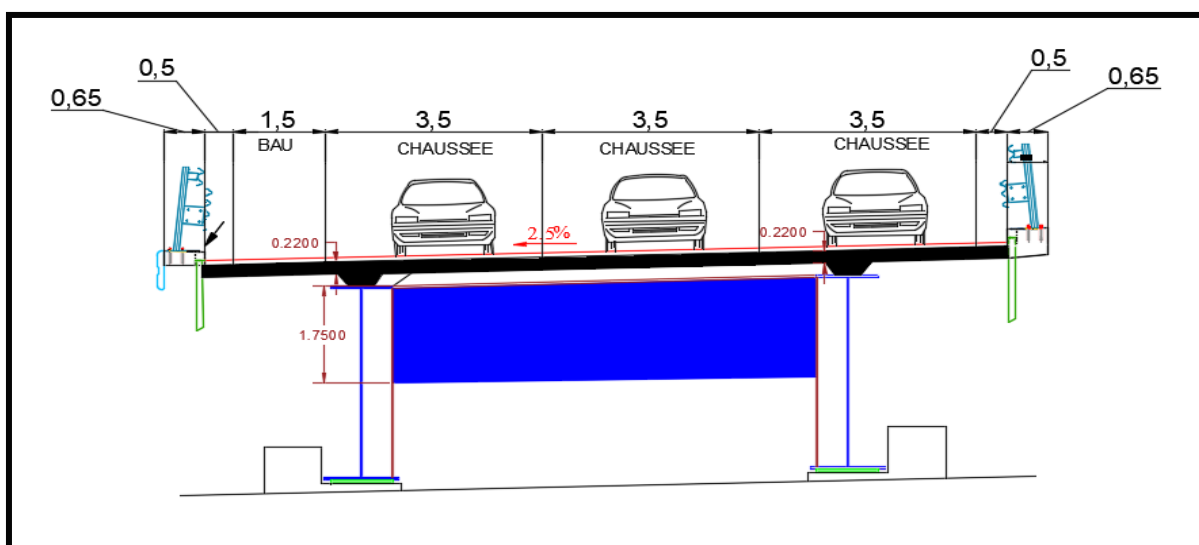


Figure III.3 Coupe transversale de la variante n°01

## 1. Tablier

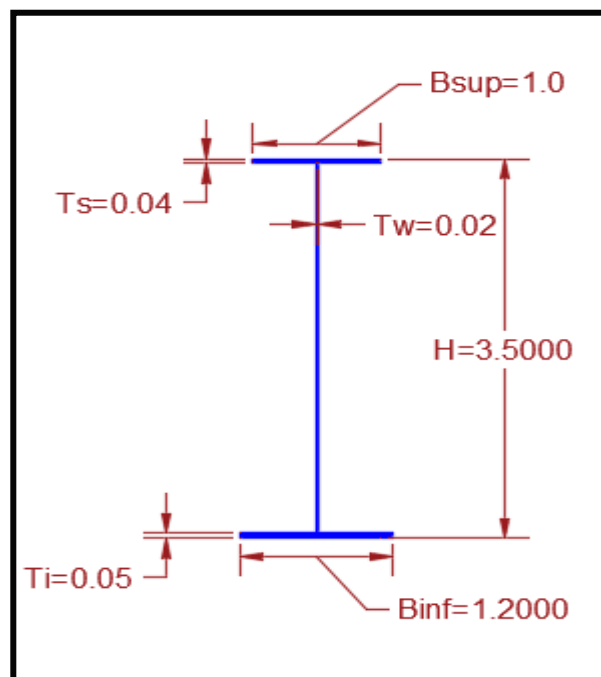
### ➤ Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec des profilés en I soudés en usine, qui doivent respecter certaines conditions :

- Résistance au cisaillement.
- Voilement de l'âme.
- Résistance à la corrosion et la résistance au phénomène de fatigue.

**Tableau III.1 : Prédimensionnement des poutres principales**

Élément	Formule	Valeur retenue en cm
<b>Hauteur de la dalle</b>	Au minimum 20cm	0.25
<b>Hauteur de la poutre</b>	$\frac{h}{L} = \frac{1}{22}$	350
<b>Largeur de la semelle inférieure</b>	$400\text{mm} < B_{inf} < 1300\text{mm}$	120
<b>Épaisseur de la semelle inférieure</b>	$\frac{B(inf)}{t_i} \leq 30$	0.5
<b>Largeur de la semelle supérieure</b>	$B_{sup} = B_{inf} - 200$	100
<b>Épaisseur de la semelle supérieure</b>	$\frac{B(sup)}{t_s} \leq 30$ pour E36 ou E355	0.4
<b>Épaisseur de l'âme E355</b>	$T_w > 0.005 \times h$	
<b>Hauteur de l'âme E355</b>	$D = H - t_s - t_i$	341



*Figure III.4 Coupe transversale des poutres principales*

- **Entretoise**

Les entretoises sont des poutres secondaires en forme de I permettant la liaison transversale des poutres principales afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres pendant les phases de montage et de service.

**Tableau III.2** prédimensionnements des entretoises

Elément	Formule	Valeur retenue en (mm)
Hauteur de la poutre de pièce de pont	$H'=h/2$	175
Largeur des semelles de pièce de pont $L_{pc}$	220 a 400mm	40
(SETRA) épaisseur de l'âme de pièce de pont $T_w$ E355	5 a 15mm (SETRA)	0.9
Espacement des entretoises	De 4m a 8m	4m

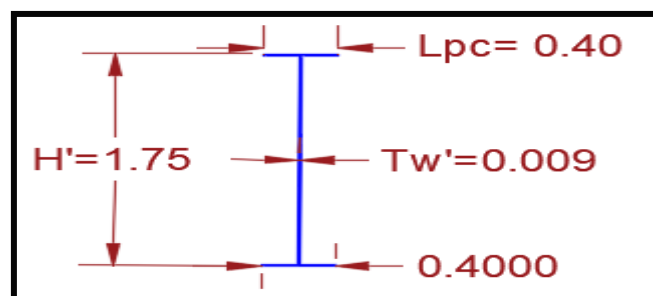


Figure III.5 Coupe transversale de l'entretoise

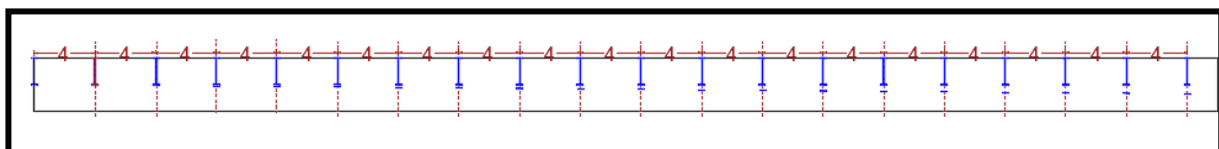


Figure III.6 Disposition des entretoises longitudinalement

1. Infrastructure

➤ Pile :

Tableau III.3 : Conception transversale des piles pour la variante n°1

ELEMENT	Dimension en (m)		Figure
Pile	Largeur	4.5*2	
	Epaisseur	1.5	
	Nombre	2	
Semelle	Largeur	13.20	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	Hs	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

- Culée :

Tableau III.4 ; Prédimensionnement de la culée pour la variante n°01

ELEMENT	Dimension en (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	6	
	Largeur	14.64	
	Epaisseur	1.3	
Mur en retour	Epaisseur	0.9	
	Largeur	2.95	
Mur garde grève	Hauteur	3.95	
	Epaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	14.9	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

dsc

### **III.2.2 Variante n°02 « Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post tension »**

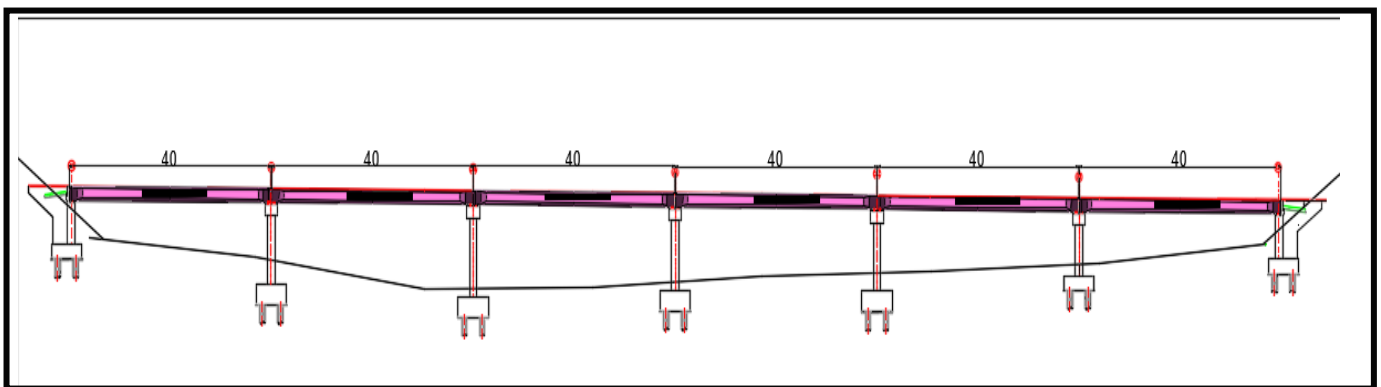
Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP sont des structures courantes dans le domaine de la construction de ponts, utilisées pour des portées allant de 30m jusqu'à 50m. Ce type de pont se caractérise par l'utilisation de poutres en forme de "I" comme éléments porteurs principaux.

En se référant aux documents du SETRA et au livre de conception de Jean-Armand CALGARO, nous avons envisagé d'adopter une variante consistant un pont type VIPP avec les conceptions suivantes :

#### **III.2.2.1 Conception longitudinale :**

Dans cette variante, nous proposons la conception longitudinale suivante :

- Nombre de travée : 6 travées équidistante
- Longueur de travée :  $L = 40\text{m}$
- Longueur totale : 240m



*Figure III.7 Profil en Long de la variante n°02*

**III.2.2.2 Conception transversale :**

Le prédimensionnement a été fait selon le guide SETRA (septembre 1996)

**1. Tablier**

➤ **Prédimensionnement de la poutre**

**Tableau III.5 prédimensionnements des poutres**

Élément	Formule	Valeur retenue en (m)
Hauteur totale du tablier	$\frac{1}{20} \leq Ht \leq \frac{1}{17}$	2.15
Epaisseur de la dalle	$16cm \leq h0 \leq 25cm$	0.25
Hauteur de la poutre	$Hp = Ht - h0$	1.9
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 * Hp$	1.15
Epaisseur de la table de compression	$b1 = \text{Minimum } 12cm$	0.12
Epaisseur de l'âme	$18cm \leq ba \leq 25cm$	0.25
Largeur	$60cm \leq Lt \leq 90cm$	0.80
Epaisseur du talon	$10cm \leq et \leq 20cm$	0.20
Gousset $\alpha 1$		1/10
Gousset $\alpha 1$	/	45°

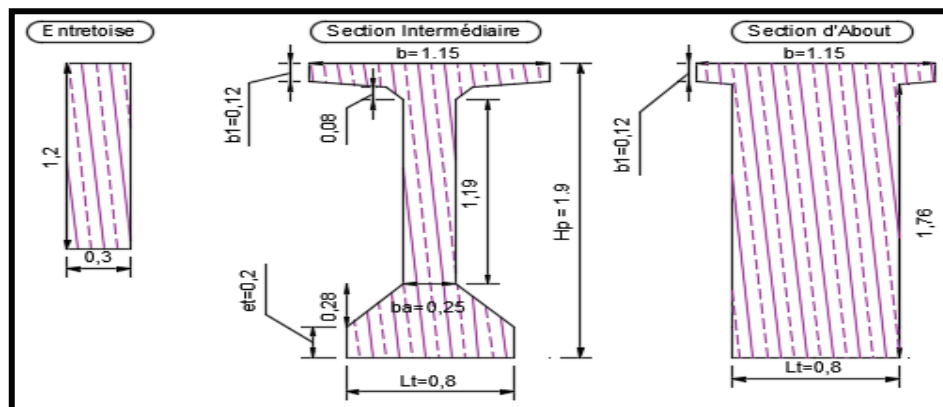
➤ **Nombre de poutre**

**Tableau III.6 calculs nombre de poutre**

Élément	Formule	Valeur retenue
Entraxe entre les poutres de rive La	/	La= 13.15m
Entraxe entre les poutres	$1.40m \leq \lambda \leq 2.50m$	1.65
Nombre de poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	9

➤ **Entretoise**

Les entretoises garantissent une répartition uniforme des charges entre les poutres et servent également à empêcher la torsion des poutres sur appuis. Pour cela une hauteur de 50cm minimum entre chevrette et l'entretoise doit être respecter.



*Figure III.8 Coupe transversale des poutres*

**Infrastructure**

➤ **Pile :**

**Tableau III.7 Conception transversale des piles pour la variante n°02**

ELEMENT	DIMENSION		FIGURE
PILE	Largeur	4.5*2	
	Epaisseur	1.5	
SEMELLE	Largeur	13.2	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	Hs	
PIEUX	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

- **Culée :**

**Tableau III.8 Prédimensionnement de la culée pour la variante n°02**

ELEMENT	Dimension en (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	6	
	Largeur	14.64	
	Epaisseur	1.4	
Mur en retour	Epaisseur	0.9	
	Largeur	2.95	
	Hauteur	8.05	
Mur garde grève	Hauteur	2.11	
	Epaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	14.9	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

### III.2.3 Variante n°03 « Pont dalle »

La conception du pont dalle a été réalisée en respectant le document français de conception des ouvrages d'art SETRA.

#### III.2.3.1 Conception longitudinale :

Les longueurs de travées choisies pour la conception longitudinale dépendent de la longueur de travée de rive  $L_r$  par rapport à la longueur de la travée principale  $L_p$  [ $0.5L_p \leq L_t \leq 0.85L_p$ ]. Afin d'éviter :

- $0.5L_p \leq L_t$  : pour éviter les soulèvements du tablier et le déséquilibre des travées intermédiaires.
- $L_t \leq 0.85L_p$  : pour éviter les dépenses supplémentaires d'armature.

Pour cette variante, notre projet a une longueur totale égale à 265m. Nous proposons de faire :

- Nombre de travée principale 7 avec une longueur de 33m.
- Nombre de travée de rive 2 avec une longueur de 17m.

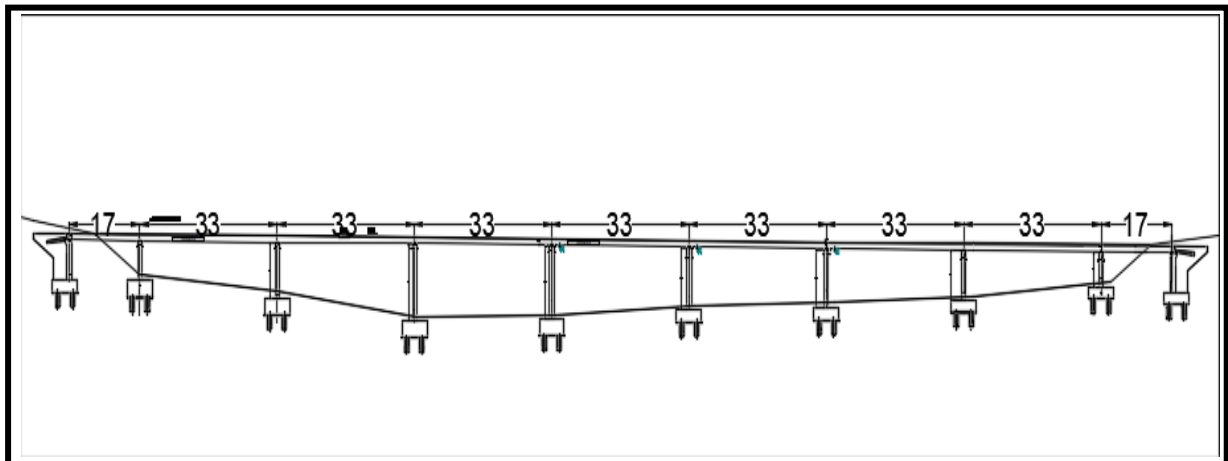


Figure III.9 Profil en Long de la variante n°03

#### III.2.3.2 Conception transversale :

##### 1. Tablier :

Dans cette variante, nous proposons de faire :

Tableau III.9 Prédimensionnement de la dalle et la pile

Elément	Caractéristiques	Valeur
Dalle	Epaisseur	1m
	Longueur	13.3m
Pile	Nombre de voile	3
	Largeur d'un voile	3.5

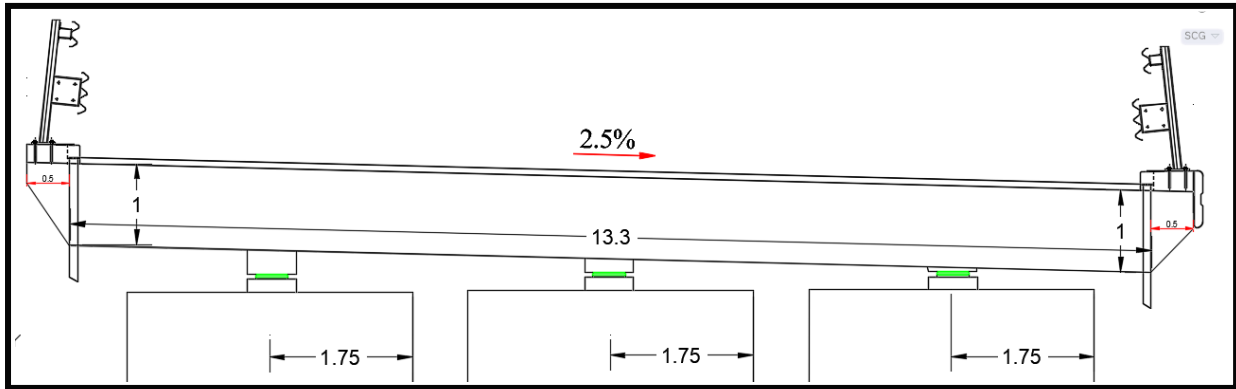


Figure III.10 Coupe Transversale du tablier

## 2. Infrastructure

### ➤ Pile :

Tableau III.10 Conception transversale des piles pour la variante n°03

ELEMENT	DIMENSION		FIGURE
PILE	Largeur	3.5*3	
	Epaisseur	1	
SEMELLE	Largeur	13.2	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	2	
PIEUX	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

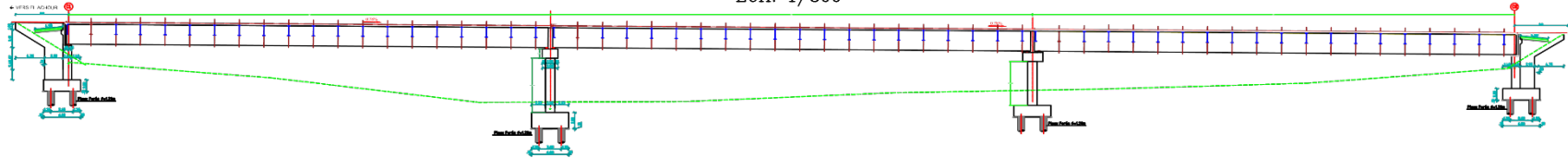
➤ **Culée :**

**Tableau III.11 Prédimensionnement de la culée pour la variante n°03**

➤ ELEMENT	Dimension en (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	6.75	
	Largeur	14.64	
	Epaisseur	1.4	
Mur en retour	Epaisseur	0.9	
	Largeur	2.95	
	Hauteur	8.04	
Mur garde grève	Hauteur	1.22	
	Epaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	14.9	
	Longueur	6.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	28	

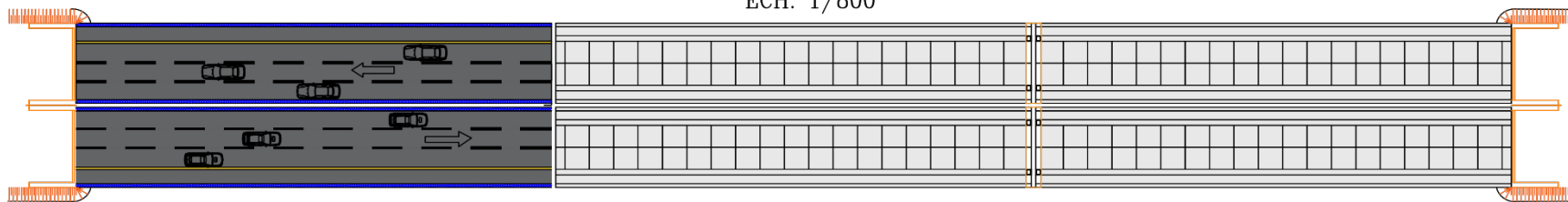
**COUPE LONGITUDINALE A-A**

ECH: 1/800



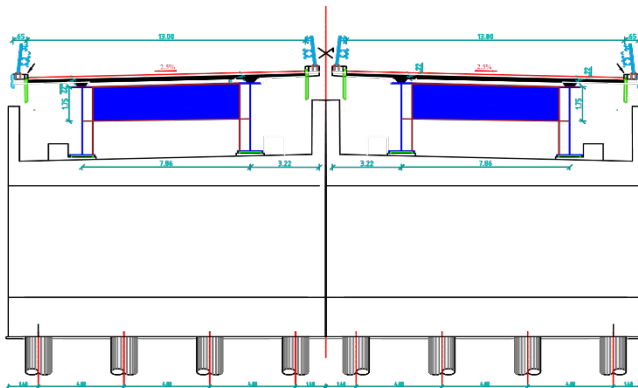
**VUE EN PLAN**

ECH: 1/800



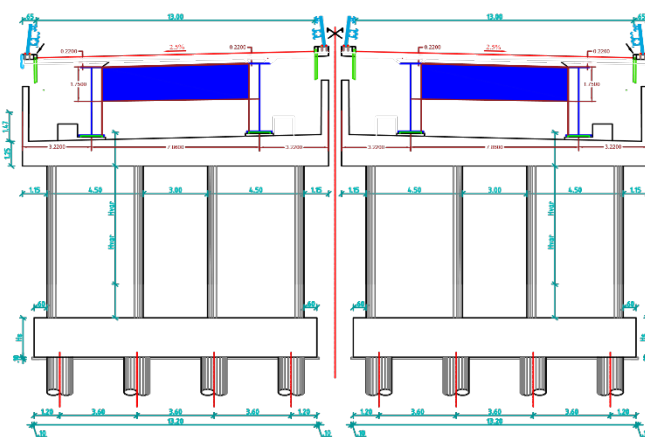
**COUPE TRANSVERSALE PILES P1 à P6**

ECH: 1/250



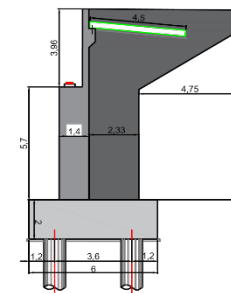
**COUPE TRANSVERSALE PILES P1 à P6**

ECH: 1/250



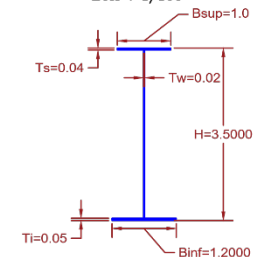
**COUPE LONGITUDINALE CULEE C1 - C2**

ECH: 1/250



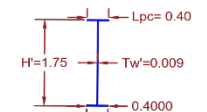
**DETAIL POUTRE PRS**

ECH : 1/100



**DETAIL IPE ECH**

ECH : 1/100



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un pont routier entre  
 PK 3+337 et PK 3+571

Réalisé par

BADAOU  
 MESSAOUD

Encadré par

M. BEZZOU  
 Samir

Echelle

voir plan

N° Planche

1/3

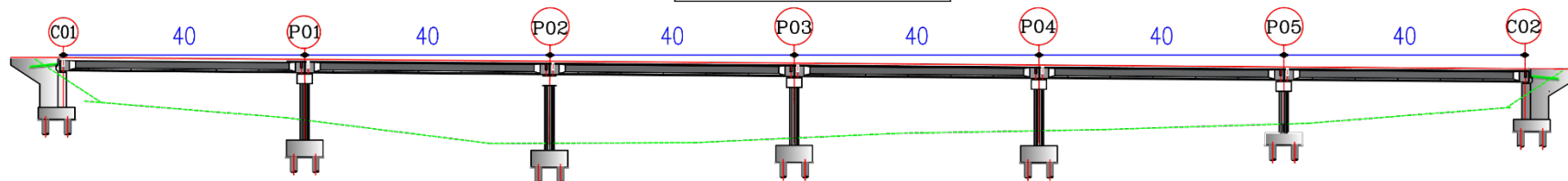
Année universitaire

2023 / 2024

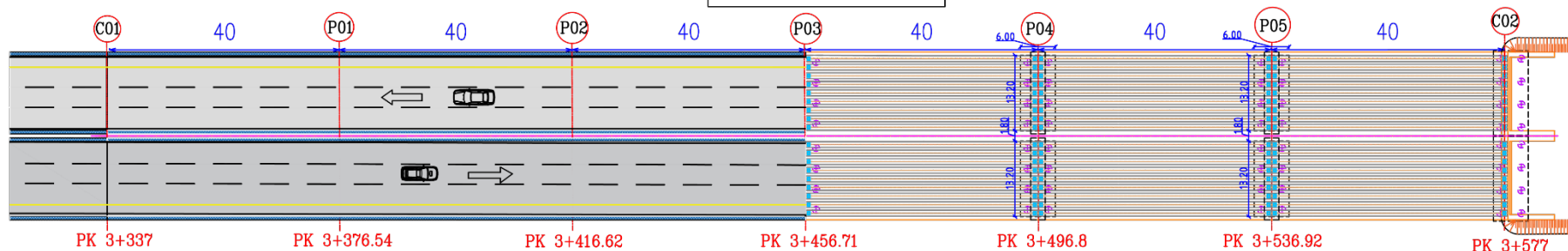
← VERS EL ACHOUR

COUPE LONGITUDINALE Ech:1/800

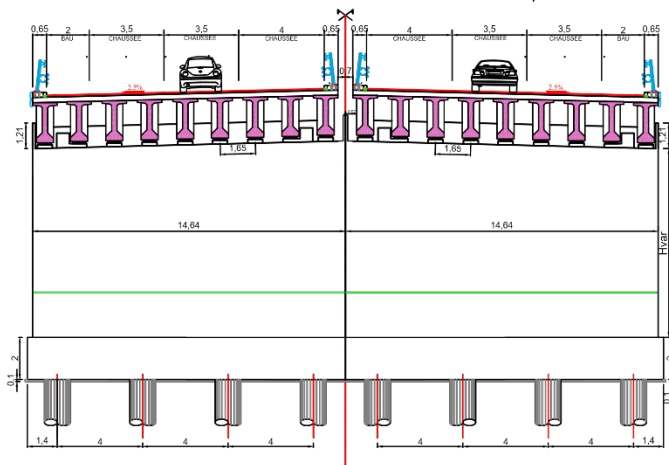
Vers Alger →



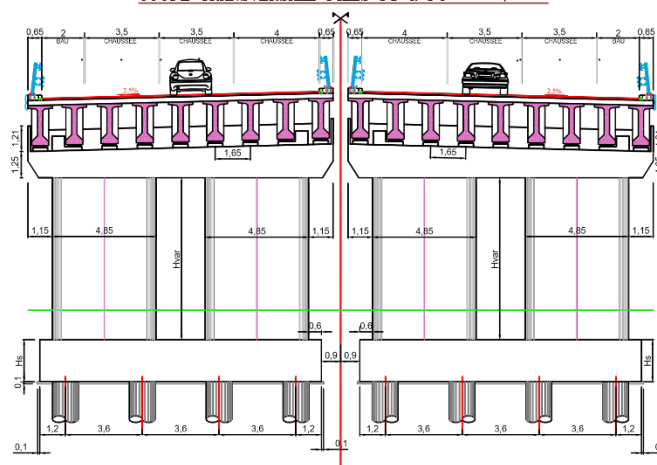
VUE EN PLAN Ech: 1/800



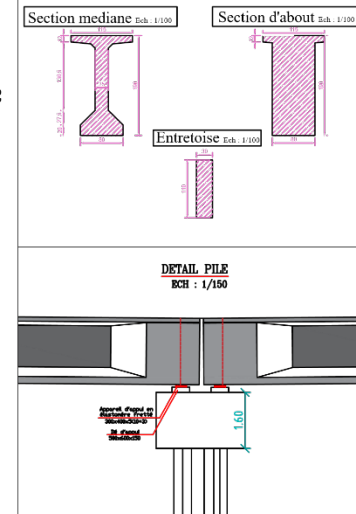
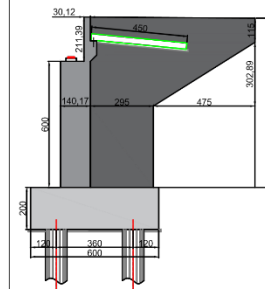
COUPE TRANSVERSALE CULEES C1-C2 Ech :1/250



COUPE TRANSVERSALE PILES P1 à P5 Ech :1/250

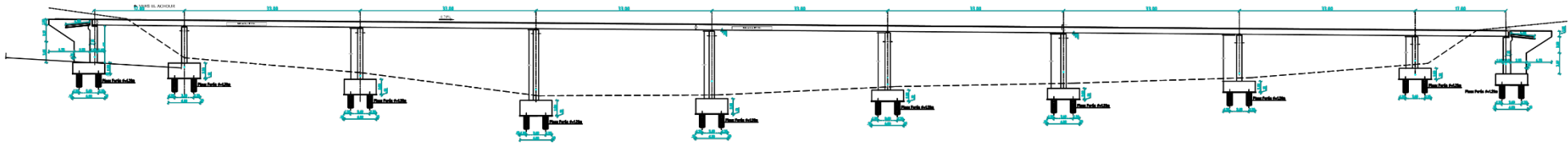


COUPE LONGITUDINALE CULEES C1-C2 Ech :1/250



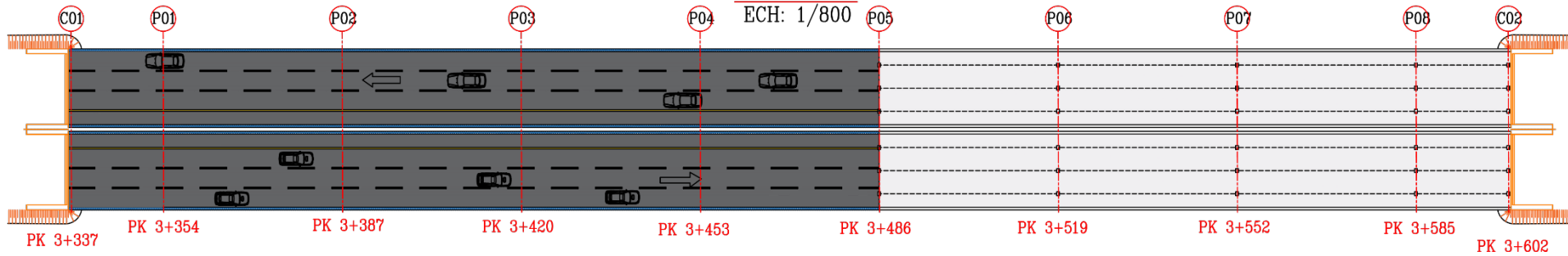
COUPE LONGITUDINALE A-A

ECH: 1/800



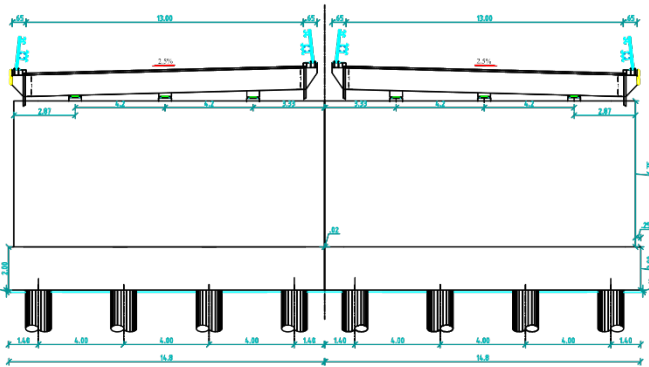
VUE EN PLAN

ECH: 1/800



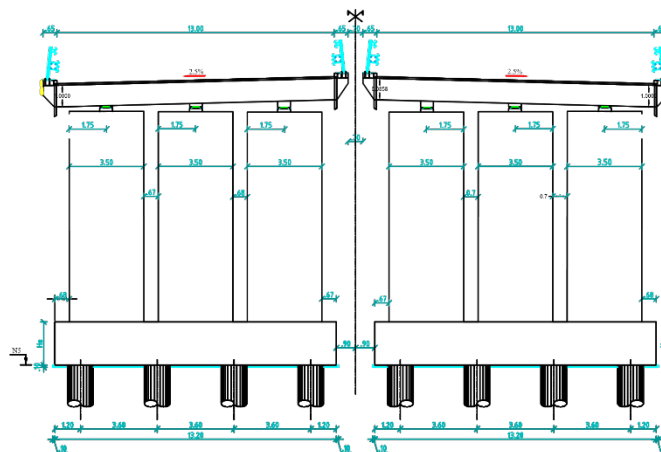
COUPE TRANSVERSALE CULEES C1-C2

ECH: 1/250

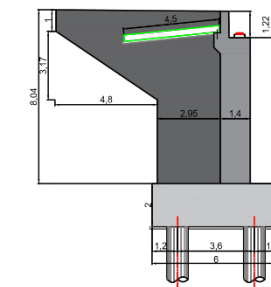


COUPE TRANSVERSALE PILES P1 à P6

ECH: 1/250

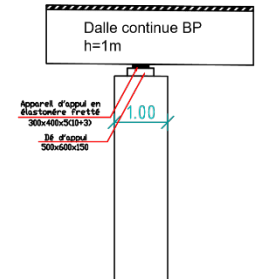


COUPE LONGITUDINALE CULEE C1 à C2



DETAIL PILE

ECH : 1/100



### **III.3 Analyse multicritère et choix de la variante optimale :**

Afin de procéder à la sélection de la variante optimale, nous devons faire une analyse multicritère suivante :

#### **III.3.1. Devis estimatif et quantitatif :**

Pour estimer le cout de chaque variante, nous élaborons un devis quantitatif en évaluant les volumes de matériaux nécessaires et en consultant les prix unitaires actuels. Les trois tableaux ci-dessous affichent les devis correspondants pour les trois variantes respectives.

Tableau III.12 : Devis estimatif de la variante n°01

VARIANTE 01 : PONT MIXTE				
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (HT)	TOTAL
POSTE 01 : INSTALLATION DU CHANTIER				
INSTALLATION DU CHANTIER	F	5%	/	36 239 560,00 DZD
TOTAL POSTE 01				36 239 560,00 DZD
POSTE 02 : MOUVEMENT DES TERRES				
REMBLAI	M3	5712,6	1 000,00 DZD	5 712 600,00 DZD
DEBLAI	M3	7872	700,00 DZD	5 510 400,00 DZD
TOTAL POSTE 02				11 223 000,00 DZD
POSTE 03 : PIEUX				
Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1792	55 000,00 DZD	98 560 000,00 DZD
RECAPAGE DES PIEUX	U	64	24 000,00 DZD	1 536 000,00 DZD
TOTAL POSTE 03				100 096 000,00 DZD
POSTE 04 : BETON				
Béton de propreté de 10cm pour fond de fouilles (250kg/m3)	M3	97	11 000,00 DZD	1 067 000,00 DZD
BETON POUR PILE	M3	739,1	15 000,00 DZD	11 086 500,00 DZD
BETON POUR CULEES	M3	850	13 000,00 DZD	11 050 000,00 DZD
BETON POUR SEMELLE	M3	1573	15 000,00 DZD	23 595 000,00 DZD
BETON POUR LA DALLE	M3	1716	13 000,00 DZD	22 308 000,00 DZD
PLOT PARASISMIQUE	M3	7,6	18 000,00 DZD	136 800,00 DZD
GARDE CORPS	ML	960	18 000,00 DZD	17 280 000,00 DZD
TROTTOIR	M3	152	15 000,00 DZD	2 280 000,00 DZD
JOINT DE CHAUSSEE	M3	114	150 000,00 DZD	17 100 000,00 DZD
APPAREILS D'APPUIS	U	16	100 000,00 DZD	1 600 000,00 DZD
TOTAL POSTE 04				107 503 300,00 DZD
POSTE 05 : ACIER				
Aciers semelle HAF500	T	200,4	125 000,00 DZD	25 050 000,00 DZD
ACIER CULEE HAF500	T	102	125 000,00 DZD	12 750 000,00 DZD
Aciers piles HAF500	T	88,692	125 000,00 DZD	11 086 500,00 DZD
Aciers superstructure HAF500	T	225,072	125 000,00 DZD	28 134 000,00 DZD
TABLIER METALLIQUE	T	1338,48	330 000,00 DZD	441 698 400,00 DZD
TOTAL POSTE 05				505 968 900,00 DZD
TOTAL HT				761 030 760,00 DZD
TVA 19%				144 595 844,40 DZD
TOTAL TTC				905 626 604,40 DZD

Tableau III.13 : Devis estimatif de la variante n°02

VARIANTE 02 : PONT A POUTRE PREFABRIQUE PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION				
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (HT)	TOTAL
<b>POSTE 01 : INSTALLATION DU CHANTIER</b>				
INSTALLATION DU CHANTIER	F	5%	/	35 263 542,00 DZD
TOTAL POSTE 01				35 263 542,00 DZD
<b>POSTE 02 : MOUVEMENT DES TERRES</b>				
REMBLAI	M3	4457,6	1 000,00 DZD	4 457 600,00 DZD
DEBLAI	M3	9630	700,00 DZD	6 741 000,00 DZD
TOTAL POSTE 02				11 198 600,00 DZD
<b>POSTE 03 : PIEUX</b>				
Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3136	55 000,00 DZD	172 480 000,00 DZD
RECAPAGE DES PIEUX	U	112	24 000,00 DZD	2 688 000,00 DZD
TOTAL POSTE 03				175 168 000,00 DZD
<b>POSTE 04 : BETON</b>				
Béton de propreté de 10cm pour fond de fouilles (250kg/m3)	M3	120	11 000,00 DZD	1 320 000,00 DZD
BETON RN40 POUR LES POUTRES + ENTROTOISE	M3	4060	18 000,00 DZD	73 080 000,00 DZD
BETON POUR PILE	M3	1993,5	15 000,00 DZD	29 902 500,00 DZD
BETON POUR CULEES	M3	790	13 000,00 DZD	10 270 000,00 DZD
BETON POUR SEMELLE	M3	2855	15 000,00 DZD	42 825 000,00 DZD
BETON POUR LA DALLE	M3	1716	13 000,00 DZD	22 308 000,00 DZD
PLOT PARASISMIQUE	M3	13,68	18 000,00 DZD	246 240,00 DZD
GARDE CORPS	ML	960	18 000,00 DZD	17 280 000,00 DZD
TROTTOIR	M3	165	15 000,00 DZD	2 475 000,00 DZD
JOINT DE CHAUSSEE	M3	200,2	150 000,00 DZD	30 030 000,00 DZD
APPAREILS D'APPUIS	U	126	100 000,00 DZD	12 600 000,00 DZD
TOTAL POSTE 04				242 336 740,00 DZD
<b>POSTE 05 : ACIER</b>				
ACIER HAUTE ADHERENCE POUR FeE50 A POUR POUTRE ET DALLE	T	693,12	125 000,00 DZD	86 640 000,00 DZD
ACIER HAUTE ADHERENCE POUR FeE50 A POUR PILE ET CULEE	T	334,02	125 000,00 DZD	41 752 500,00 DZD
ACIER HAUT ADHERENCE POUR SEMELLE	T	342,6	125 000,00 DZD	42 825 000,00 DZD
ACIER DE PRECONTRAINT	T	245	430 000,00 DZD	105 350 000,00 DZD
TOTAL POSTE 05				276 567 500,00 DZD
TOTAL HT				740 534 382,00 DZD
TVA 19%				140 701 532,58 DZD
TOTAL TTC				881 235 914,58 DZD

Tableau III.14 : Devis estimatif de la variante n°03

VARIANTE 03 : PONT DALLE				
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (HT)	TOTAL
<b>POSTE 01 : INSTALLATION DU CHANTIER</b>				
INSTALLATION DU CHANTIER	F	5%	/	39 607 519,20 DZD
TOTAL POSTE 01				39 607 519,20 DZD
<b>POSTE 02 : MOUVEMENT DES TERRES</b>				
REMBLAI	M3	6160,84	1 000,00 DZD	6 160 840,00 DZD
DEBLAI	M3	15980,92	700,00 DZD	11 186 644,00 DZD
TOTAL POSTE 02				17 347 484,00 DZD
<b>POSTE 03 : PIEUX</b>				
Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	4480	55 000,00 DZD	246 400 000,00 DZD
RECAPAGE DES PIEUX	U	160	24 000,00 DZD	3 840 000,00 DZD
TOTAL POSTE 03				250 240 000,00 DZD
<b>POSTE 04 : BETON</b>				
Béton de propreté de 10cm pour fond de fouilles (250kg/m3)	M3	205,2	11 000,00 DZD	2 257 200,00 DZD
BETON POUR PILE	M3	1627,4	15 000,00 DZD	24 411 000,00 DZD
BETON POUR CULEES	M3	1605,8	13 000,00 DZD	20 875 400,00 DZD
BETON POUR SEMELLE	M3	3727,68	15 000,00 DZD	55 915 200,00 DZD
BETON POUR LA DALLE	M3	7420	13 000,00 DZD	96 460 000,00 DZD
PLOT PARASISMIQUE	M3	8	18 000,00 DZD	144 000,00 DZD
GARDE CORPS	ML	1060	18 000,00 DZD	19 080 000,00 DZD
TROTTOIR	M3	137,8	15 000,00 DZD	2 067 000,00 DZD
JOINT DE CHAUSSEE	M3	57,2	150 000,00 DZD	8 580 000,00 DZD
APPAREILS D'APPUIS	U	60	100 000,00 DZD	6 000 000,00 DZD
TOTAL POSTE 04				235 789 800,00 DZD
<b>POSTE 05 : ACIER</b>				
Aciers semelle HAF500	T	471,9456	125 000,00 DZD	58 993 200,00 DZD
ACIER CULEE HAF500	T	192,696	125 000,00 DZD	24 087 000,00 DZD
Aciers piles HAF500	T	195,288	125 000,00 DZD	24 411 000,00 DZD
Aciers superstructure HAF500	T	907,896	125 000,00 DZD	113 487 000,00 DZD
Aciers précontraintes	T	278,43	330 000,00 DZD	91 881 900,00 DZD
TOTAL POSTE 05				288 773 100,00 DZD
TOTAL HT				831 757 903,20 DZD
TVA 19%				158 034 001,61 DZD
TOTAL TTC				989 791 904,81 DZD

**III.3.2. Avantages et inconvénients des trois variantes :****Tableau III.15 : Avantages et inconvénients de chaque variante**

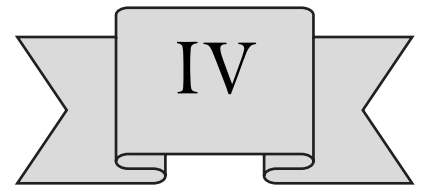
Variante	Avantages	Inconvénients
Variante n°01 « Pont Mixte Bipoutre »	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La légèreté</li> <li>- La possibilité de franchir des portées assez importantes avec une compétitivité élevée.</li> <li>- Facilité et rapidité de construction avec une grande ductilité.</li> <li>- Gain sur les coûts de construction.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilité de déformation ou de torsion des poutres.</li> <li>- Nécessité d'inspections régulières et d'entretien périodique.</li> <li>- Sensibilité aux variations de température.</li> <li>- Coût élevé des matériaux surtout l'acier et manque de ce dernier en Algérie.</li> <li>- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée surtout les soudeurs.</li> <li>- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages, Le risque de voilement et Risque de corrosion</li> <li>- Résistance au feu très faible.</li> </ul>
Variante n°02 « Pont VIPP »	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</li> <li>- Franchissement des portées assez grandes.</li> <li>- Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.</li> <li>- Maîtrise de la préfabrication des poutres et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.</li> <li>- Le béton est comprimé ce qui limite la fissuration et assure une bonne protection des armateurs en acier.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.</li> <li>- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la pose des gaines et la mise en tension des câbles.</li> <li>- Hauteur et poids des poutres qui augment lorsque la portée augmente ce qui implique une grande retombée</li> <li>- Nombre de joints de chaussée qui pose problème avec leurs couts initiaux l'inconfort ressenti par les usagers</li> <li>- Moins pratique pour les ouvrages en biais ou en courbe.</li> </ul>
Variante n°03 « Pont Dalle »	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sa simplicité et s'adaptabilité grâce à leur construction par coulage en places.</li> <li>- L'utilisation d'une main-d'œuvre non spécialisée, donc moins onéreuse.</li> <li>- La possibilité de réutiliser les cintres et les coffrages.</li> <li>- Facilite de ferrailage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Portée limitée.</li> <li>- Poids propre élevé.</li> <li>- Sensibilité aux variations thermique qui provoque des fissurations.</li> <li>- Utilisation importante des cintres.</li> <li>- Risque d'affaissements différentiels.</li> <li>- Vulnérabilité aux dommages structuraux.</li> </ul>

**III.3.3 Critère d'entretien et d'esthétique :****Tableau III.16 : Critères d'esthétique et d'entretien**

Variantes	Esthétique	Facilité a l'entretien
Variante n°01 « Pont Mixte Bipoutre »	+	-
Variante n°02 « Pont VIPP »	-	+
Variante n°03 « Pont Dalle »	+	-

**III.4 Choix de la variante :**

Après avoir minutieusement élaboré les conceptions des trois variantes présentées, nous avons entrepris une analyse multicritère méticuleuse et rigoureuse pour distinguer la solution la plus avantageuse parmi celle-ci. Cette démarche nous a conduit à la conclusion que la variante n°02 « **Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post tension** » se démarque comme le choix optimal, alliant ainsi efficacement qualité, durabilité, et économique.



CHAPITRE IV  
ANALYSE DES CHARGES  
ET  
HYPOTHESE DE CALCUL

---

## **IV.1 Introduction :**

Dans ce chapitre, nous procéderons à l'évaluation des charges (charge propre, impacts des actions naturelles) ainsi que des surcharges routières qui impactent notre structure. Il est essentiel que celle-ci puisse endurer ces contraintes sur toute sa durée de vie. Ces analyses nous permettront de valider la conception du viaduc et de garantir son bon fonctionnement, ainsi les caractéristiques des matériaux utilisés. Nous débuterons en examinant les normes et les réglementations en vigueur en Algérie.

## **IV.2 Normes et règles de calcul :**

Le dimensionnement de notre ouvrage sera réalisé en conformité avec les normes en vigueur en Algérie :

- Les règles B.A.E.L 91 modifiées en 99 concernant la conception et le calcul des ouvrages en béton armé, selon la méthode des états-limites.
- Les règles B.P.E.L 91 pour la conception et le calcul des ouvrages en béton précontraint, selon la méthode des états-limites.
- Les RCPR, qui définissent les charges à appliquer pour le calcul et les tests des ponts routiers.
- Les RPOA 2008, qui sont les règles parasismiques pour les ouvrages d'art.
- Le Fascicule 62 - règles techniques de conception et de calcul des fondations pour les ouvrages de génie civil.

## **IV.3 Caractéristiques des matériaux :**

### **IV.3.1 bétons :**

Le béton est formé par un mélange précis de ciment, de granulats (sable, gravier) et d'eau. Ce matériau, résultant de cette combinaison, résiste bien mieux à la compression qu'à la traction. Sa résistance à la compression est généralement comprise entre 25MPa et 40MPa, tandis que sa résistance à la traction est généralement de l'ordre de 2 à 4MPa. La résistance du béton est déterminée par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ . La masse volumique du béton armé est de 2,5 tonnes par mètre cube ( $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ ).

- **Ciment :** Le dosage de ciment varie généralement de 350 à 450 kg/ m<sup>3</sup>.
- **Granulométrie :** Le sable doit avoir un module de finesse inférieur à 2,5 et le rapport G/S (gravillon/sable) doit être inférieur à 2,20.
- **Eau de gâchage :** Le rapport E/C (eau/ciment) doit être aussi faible que possible, en particulier pour réduire les phénomènes de retrait

**IV.3.1.1 Resistance a la compression :**

Pour la superstructure :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'infrastructure :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30\text{MPa} & \text{si } j \geq 28\text{jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \end{cases}$$

On peut admettre une résistance au plus égale à  $1,10 f_{c28}$  lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours

$f_{c28}$	30MPa	35MPa
7 jours	19.9	23.2
14 jours	25.6	29.9
90 jours	33	38.5

**Tableau IV.1. Résistance à la compression du béton**

**IV.3.1.2 Resistance a la traction :**

La résistance caractéristique à  $j$  jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} \text{ (MPa)} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$f_{tj} = 2.7\text{MPa}$  (pour la superstructure).

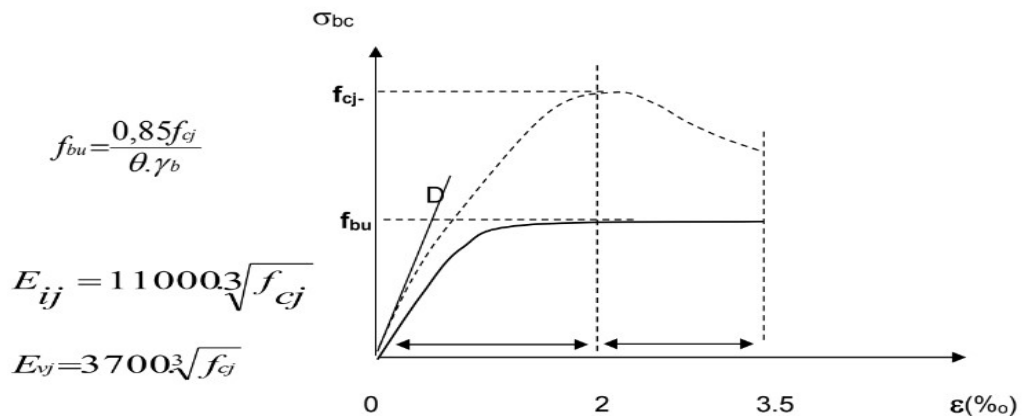
$f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$  (pour l'infrastructure).

**Tableau IV.2 Caractéristiques de béton**

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c28}$ (MPa)	35	30
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage(kg/m <sup>3</sup> )	450	350
$f_{t28}$ (MPa)	2.7	2.4

**IV.3.1.3. Contrainte admissible à la compression  $f_{bu}$  :**

Pour le calcul à l’E.L. U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :



*Figure 1 Diagramme parabole-rectangle de la compression de béton a l'ELU*

Dans le cas de l’E.L. S on suppose que l’on reste dans le domaine élastique (Droite OD).

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité qui teint compte d’éventuels défauts localises et prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{cas dans le cas accidentel} \\ 1.5 & \text{cas dans le cas durable} \end{cases}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d’application de la combinaison d’actions considérée est supérieure à 24h.

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

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1.5 \times 1} = 19.83 \text{MPa (superstructure)} \\ f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{MPa (infrastructure)} \end{cases}$$

A l'ELS :

La contrainte admissible de compression de béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa}$$

**Tableau IV.3. Contraintes admissibles de la compression de béton**

Etat	Contrainte limite admissible		superstructure	infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b=1.5$	19.83	17
		$\gamma_b=1.15$	25.87	22.17
ELS	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)		21	18

**IV.3.1.4. Module de déformation longitudinale de béton E :**

-Module de déformation instantanée (courte durée <24h) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 35981.73 \text{MPa (superstructure)}$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{MPa (infrastructure)}$$

-Module de déformation différé (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{40} = 12102.94 \text{MPa (superstructure)}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{MPa (infrastructure)}$$

**IV.3.1.5. Module de déformation transversale G :**

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

Pour le calcul de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$ , prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \left( \begin{array}{l} 1.15 \text{ cas dans le cas accidentel} \\ 1.5 \text{ cas dans le cas durable} \end{array} \right)$$

**IV.3.2. Aciers :**

Dans les ouvrages de béton précontraint, deux types d'acier sont utilisés :

- Les aciers actifs, qui génèrent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs, qui sont nécessaires pour absorber les forces tranchantes et le moment fléchissant afin de limiter la fissuration et répondre aux exigences normatives concernant le ferrailage minimal d'une section de béton.

**IV.3.2.1. L'acier Passifs :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe  $f_e E500$ , la limite élastique de ce dernier est de 500MPa.

- Module d'élasticité longitudinale est  $E_s = 200\,000\text{MPa}$
- Coefficient de poisson  $\nu : 0.3$

**IV.3.2.1.1. Contrainte admissible de traction des aciers passifs :****Tableau IV.4. Contraintes admissibles à la traction de l'acier passif**

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	infrastructure	
Peu nuisible	$f_{ed} = \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S. Durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S. accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}\right)$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_{st} = \max\left(0.4 \times f_e, 88\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}\right)$		200	200

Le coefficient  $\eta = 1.6$  (pour les barres de diamètres  $\geq 6\text{mm}$ )

**IV.3.2.2. Aciers Actifs (précontrainte) :**

Les aciers actifs sont ceux utilisés pour la précontrainte. Contrairement aux armatures du béton armé qui sont constituées d'un acier de qualité standard.

**a. Catégories d'acier de précontrainte :**

**Les fils /barres :** Les fils sont des armatures ronds ou lisse dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5 mm, tandis que les barres sont des armatures dont leurs dimensions transversales sont supérieures à 12.5mm.

**Les torons :**

Dans notre projet nous choisissons un câble de **12T15,7** dont les caractéristiques géométriques d'un seul toron **T15,7** sont les suivants :

- ✓ Toron T15,7, classe 1860MPa, très basse relaxation
- ✓ Diamètre de toron : 15.7mm avec un diamètre 150mm<sup>2</sup> de 7fils.

**Câble de 12T15,7 :**

- Section :  $A_p = 1800\text{mm}^2$
- Nombre de torons : 12

**b. Les caractéristiques mécaniques 12T15,7 :**

Limite à la rupture : 3348KN

Contrainte à la rupture :  $F_{prg} = 1860\text{MPa}$

Limite élastique : 2976KN

Contrainte limite élastique :  $F_{peg} = 1653\text{MPa}$

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.2\text{rad}^{-1}$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$

Relaxation à 1000 heures :  $\rho = 2.5\%$ , TBR

Allongement : 3.5%

Module d'élasticité :  $E = 195\text{GPa}$

Diamètre du gain :  $\Phi = 80\text{mm}$

$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) = (1488; 1487.7) = 1488\text{MPa}$

$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 2.68\text{MN}$

**IV.4. Evaluation des charges :****IV.4.1. Les charges :**

En accord avec les normes nationales et internationales applicables, les charges peuvent généralement être classées selon leur évolution dans le temps :

- Les charges permanentes sont celles qui restent constantes ou varient très légèrement avec le temps, ou qui changent seulement de manière occasionnelle imposée par exemple l'effet du poids propre du tablier.
- Les charges variables, par exemple les charges dues au trafic routier, à l'effet du climat (température, vent prédominant), etc.
- Les charges accidentelles, par exemple l'impact de véhicules contre les supports du pont ou contre le tablier, etc.

**IV.4.1.1. Charges permanentes :****➤ Poutres :****Tableau IV.5. Poids propre d'une poutre**

Élément	$s\text{ (m}^2\text{)}$	L (m)	$v\text{ (m}^3\text{)}$	P (KN)
Section d'about	1.566	2 × 1.5	4.698	117.45
Section intermédiaire	1.183	2 × 1	2.366	59.15
Section médiane	0.8	35	28	700
Total	/	40	35.064	876.6

**Tableau IV.6. Poids propre d'un seul tablier**

Élément	V (m <sup>3</sup> )	Nombre	P (KN)
Poutres	35.064	9	7889.4
Dalle	143	1	3575
Entretoise	0.443	2 × 8	177.2
Poids propre total d'une seule travée indépendante			11 641.6
Poids total du tablier indépendant (6 travées)			69 849.6

**Tableau IV.7. Poids total du tablier équipé**

Élément	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN/ml)	P(KN) L=40m	P(KN) L=240m
Corniches	25	1.625	65	390
Revêtement	24	24.96	998.4	5990.4
Trottoirs	25	2×3.975	318	1908
Garde-corps et Glissières Type BN4	/	2×0.7	56	336
Total		35.935	1437.4	8624.4
Poids propre total du tablier		291.04	11641.6	69849.6
Poids propre total du tablier équipé		326.975	13079	78474
G				

**IV.4.1.2. Action thermique :**

Le viaduc est situé dans une zone de climat tempéré (climat méditerranéen, nord de l'Algérie), la variation de température et leur effet est calculée conformément à la norme de référence :

- Température maximale de l'air  $T_{\max} = 35^{\circ}\text{C}$
  - Température minimale de l'air  $T_{\min} = 5^{\circ}\text{C}$
- Les gradients thermiques admissible qui résulte d'échauffement ou de refroidissement de béton indiqués ci-dessous sont basés sur des normes spécifiques, en l'occurrence de RCPR.

$\Delta T = \pm 7^{\circ}\text{C}$  en phase de service       $\Delta T = \pm 12^{\circ}\text{C}$  en phase de construction

**IV.4.1.3. Les caractéristiques du pont :**

- La largeur roulable :  $L_r = 13\text{m}$
- La largeur chargeable :  $L_c = L_r - (2 \times 0.5) = 13 - (2 \times 0.5) = 12\text{m}$
- Nombres de voies :  $N_v = L_c / 3 = 12 / 3 = 4$  voies
- La largeur de la voie :  $L_v = L_c / N_v = 12 / 4 = 3\text{m}$
- Classe du pont :  $L_r = 13\text{m} \geq 7\text{m}$  (le pont est de 1ère classe)

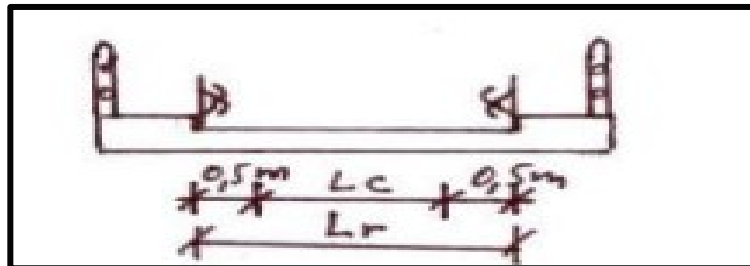


Figure IV.2 Lc et Lr

**IV.4.1.4. Les charges d'exploitation :**

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B (Bc et Bt).
- Les surcharges militaires MC120.
- Les surcharges exceptionnelles D240.

**a- Système de charge A :**

Ce système est constitué de charges uniformément réparties d'intensité variable le long de la longueur surchargée, correspondant à la présence d'une ou plusieurs files de véhicules immobiles sur le pont. Ces charges simulent une situation d'embouteillage, de stationnement ou même de circulation régulière à une vitesse relativement réduit et constante. La valeur de A(l) est déterminée par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad L : \text{ la longueur surchargée} = 40\text{m}$$

Après, la valeur obtenue de A(l) est à multiplier par des coefficients de correction  $a_1$  et  $a_2$ ,  $(A(l) \times a_1 \times a_2)$

On obtient le coefficient  $a_1$  à l'aide du tableau ci-dessous :

**Tableau IV.8. Les coefficients  $a_1$**

Nombre des voies chargées		1	2	3	4
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75
	Deuxième	1	0.9	/	/
	Troisième	0.9	0.8	/	/

La charge  $A_1$  est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{pmatrix} a_1 \cdot A(l) \\ 4-0.002L \end{pmatrix} = \max \begin{pmatrix} 0.75 \times 9.22 \\ 4-0.002 \times 40 \end{pmatrix} = \max \begin{pmatrix} 6.91 \\ 3.92 \end{pmatrix} = 6.91$$

Donc  $A_1 = a_1 \cdot A(l)$  pour tous les cas

La charge  $A_1$  obtenue est multiplié par coefficient  $a_2 = \frac{v_0}{v}$   $\left( \begin{matrix} v_0 : 3.5\text{m (Classe I)} \\ v : \text{la largeur d'une voie} \end{matrix} \right)$

La charge totale  $A(l) \cdot a_1 \cdot a_2$  est appliqué uniformément sur toute la surface de chacune des voies considérées.

**Tableau IV.9. Résultat de calcul de A(l)**

Nombres des voies chargées	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(l) corrigée	L <sub>v</sub> (m)	A(l)(KN/ml)
1	9.22	1	1.167	10.76	3	32.28
2	9.22	1	1.167	10.76	6	64.56
3	9.22	0.9	1.167	9.68	9	87.12
4	9.22	0.75	1.167	8.07	12	96.84

**b-Système de charge B :**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes distincts, chacun devant être appliqué de manière individuelle et indépendante :

- La charge Bc, constituée de camions pesant 30 tonnes.
- La charge Bt, composée de deux essieux appelés "essieux tandem".
- La charge Br, formée par une seule roue.

➤ **Surcharge Bc :**

Sur la route, on peut placer un nombre maximal de files ou de groupes de camions (300 KN) équivalent au nombre de voies de circulation présentes sur la chaussée. Ces files sont toujours positionnées de manière à créer la situation la moins favorable pour l'élément en question.

- Dans le sens longitudinal : On limite le nombre de camions par file à deux.
- Dans le sens transversal : Le Nbr de camions pouvant être placés dans cette Direction correspond au nombre de voies (défavorable), dans notre cas c'est 4.

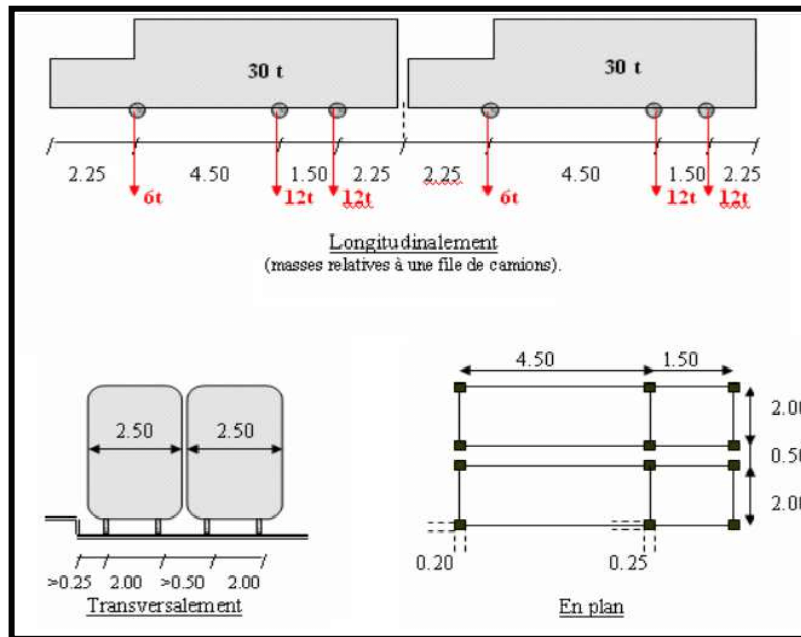


Figure IV.3 Système de charge Bc

De la même manière, on multiplie la valeur de Bc par un coefficient bc qui est définie sur ce tableau :

Tableau IV.10. Le coefficient bc

Nombre de voie		1	2	3	4
Classe du pont	I	1.2	1.1	0.95	0.8
	II	1	1	/	/
	III	1	0.8	/	/

Les valeurs de la charge Bc corrigées sont :

Tableau IV.11. Résultat de calcul de Bc

Nombre des voies chargées	Bc (KN)	bc	Bc corrigée(KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710
4	2400	0.8	1920

➤ **Surcharge Bt :**

Un tandem de 320 KN de poids total est constitué de deux essieux équipés de roues simples pneumatiques, chacun supportant une charge de 160 KN.

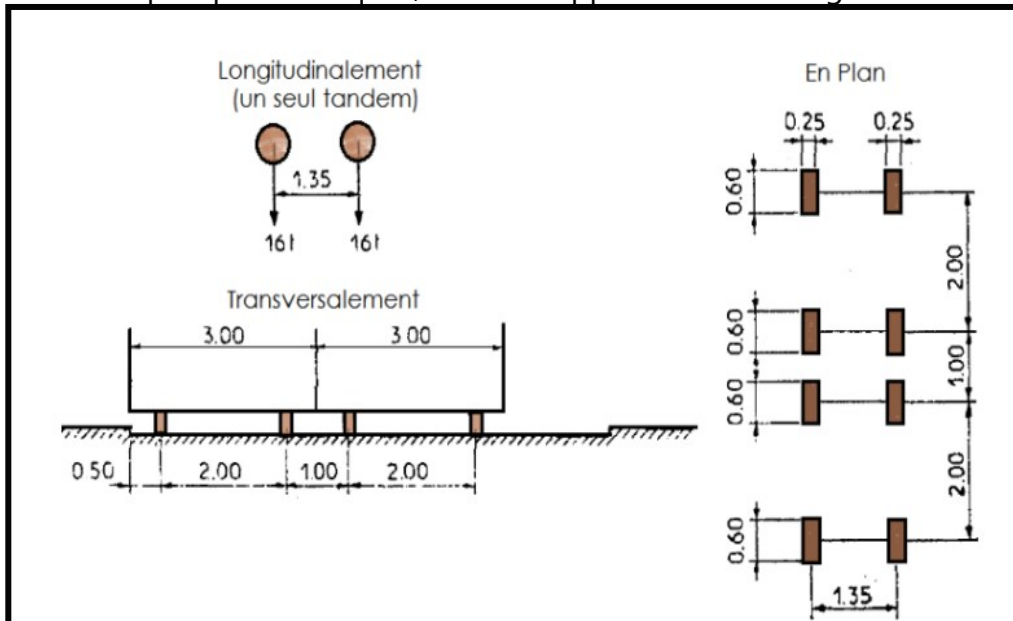


Figure IV.4 Système de charge Bt

- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie, on disposera d'un seul tandem, si le pont comporte 2 voies et plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement est de 2.

Les charges du système Bt sont ajustées en les multipliant par les coefficients bt.

Tableau IV.12. Le coefficient bt

Classe du pont	bt
Première	1
Deuxième	0.9

Tableau IV.13. Résultat de calcul Bt

Nombre des voies	Bt (KN)	bt	Bt corrigée (KN)
1	320	1	320
2 - 3 - 4	640	1	640

➤ **Surcharge Br :**

Il se compose d'une roue isolée unique de poids égale à 100kN

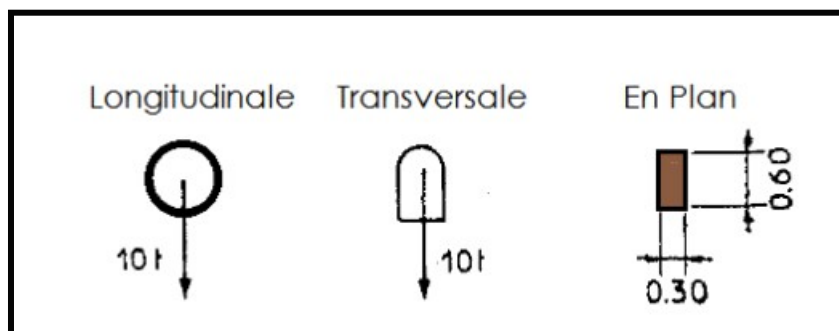


Figure IV.5 Système Br

**c. Les surcharges militaires /convois MC120 :**

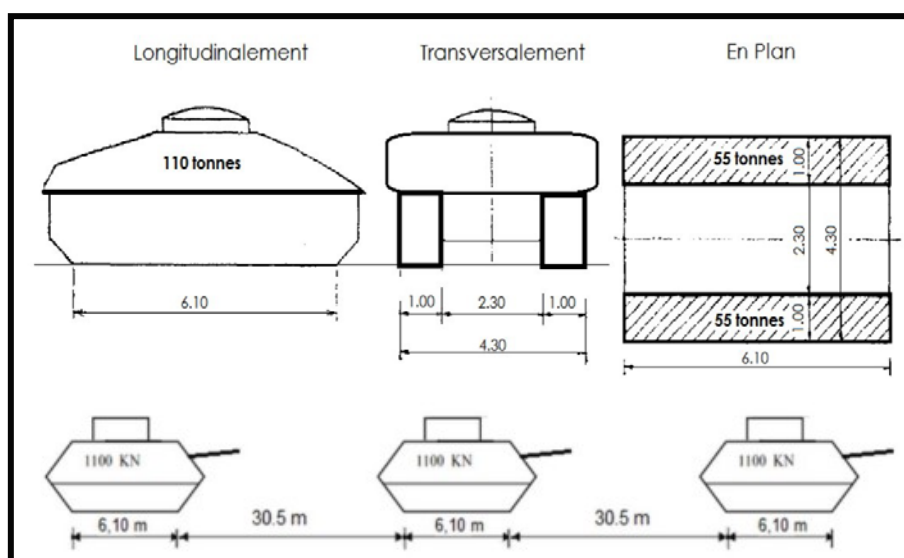


Figure Système de surcharge MC120

- Dans le sens transversal, un seul convoi est envisagé, indépendamment de la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être positionnées sur toute la largeur utilisable, de manière à provoquer l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens longitudinal, l'écart entre deux véhicules successifs d'un convoi doit être d'au moins 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée.

**d- La surcharge de convoi exceptionnel D240 :**

Le convoi de type D comprend une remorque composée de 3 éléments, chacun ayant 4 linges avec 2 essieux, pour un poids total de 2400 KN. Ce poids est considéré comme étant réparti uniformément sur un rectangle de 3,2 m par 18,6 m

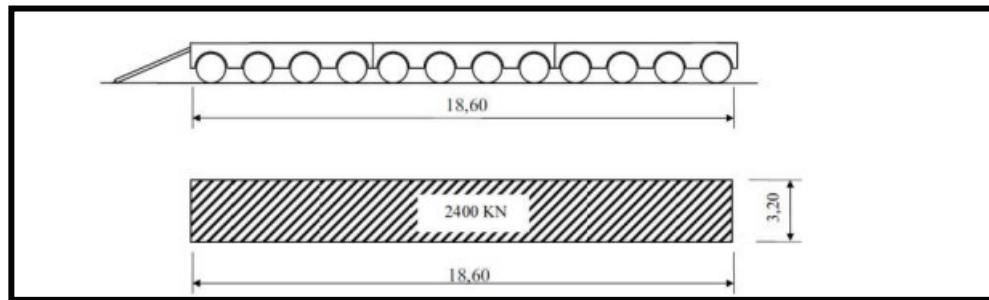


Figure IV.07 Système de surcharge D240

### IV.5. Coefficient de majoration dynamique :

Du fait que les charges B et MC 120 sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient majoration dynamique, Le système de charge D240 n'est pas augmenté en raison de sa lenteur, il est donc traité comme une charge statique. Ce coefficient est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

L : longueur de travée (m)

G : poids propre de l'élément de tablier avec ces équipements (KN)

S : charge maximale (KN)

**Tableau IV.14. Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique**

Système de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	$\delta$
Bc	40	13079	1920	1.065
Bt			640	1.051
Br			100	1.045
MC120			1713.115	1.063

Pour le calcul de surcharge maximal du convoi MC120 on a utilisé la règle de trois.

$$6.1\text{m} \longrightarrow 1100\text{KN}$$

$$3.4\text{m} \longrightarrow 613.115\text{KN}$$

$$1100 + 613.115 = 1713.115\text{KN}$$

## IV.6. Efforts de freinage :

Elle est générée par l'un des deux systèmes, A(l) ou Bc. Cette force est considérée comme étant centrée sur l'axe longitudinal du tablier, s'applique à la surface de la chaussée et orientée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- Freinage du au système A(l) :

$$Fr(A) = \frac{A(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

S : l'aire de la partie du tablier chargée (m<sup>2</sup>)

- Freinage du au système Bc :

Parmi les camions présents sur le pont, un seul est considéré comme freinant, en s'exerçant une force équivalente à son propre poids

$$Fr(B) = 300\text{KN}$$

**N.B :** Le coefficient bc et de majoration dynamique ne sont pas appliquer à la force de freinage

**Tableau IV.15. Résultat de calcul de la force de freinage**

N des voies chargées	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	Fr (KN)
1	120 (3m×40m)	10.76	63.23
2	240	10.76	123.91
3	360	9.68	163.91
4	480	8.07	178.67

## IV.7. Les réactions du au charge :

- Poids propre du tablier équipé :

Sur la pile : 13079 KN

Sur la culée : 6539.5 KN

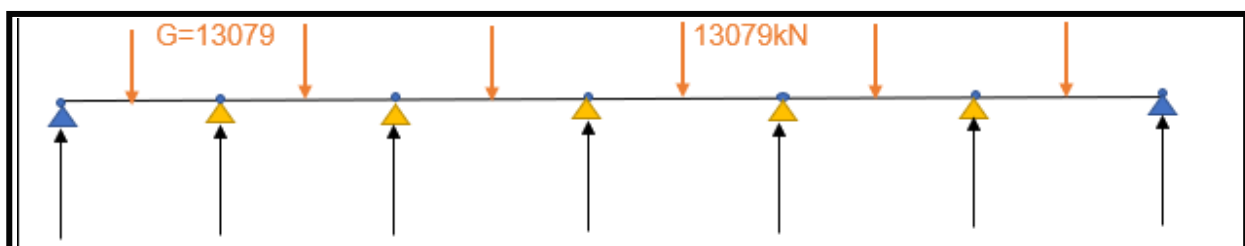


Figure IV.08 Les réactions due au poids propre du tablier

➤ **Surcharge A(l) :**

**Tableau IV.16. La surcharge A(l) pour une seul travée chargée « L=40m »**

Nombres des voies chargées	A(l) (KN/ml)
<b>1</b>	32.28
<b>2</b>	64.56
<b>3</b>	87.12
<b>4</b>	96.84

- Le cas le plus défavorable (4 voies chargées) —————> A(l)= 96.84 KN/ml

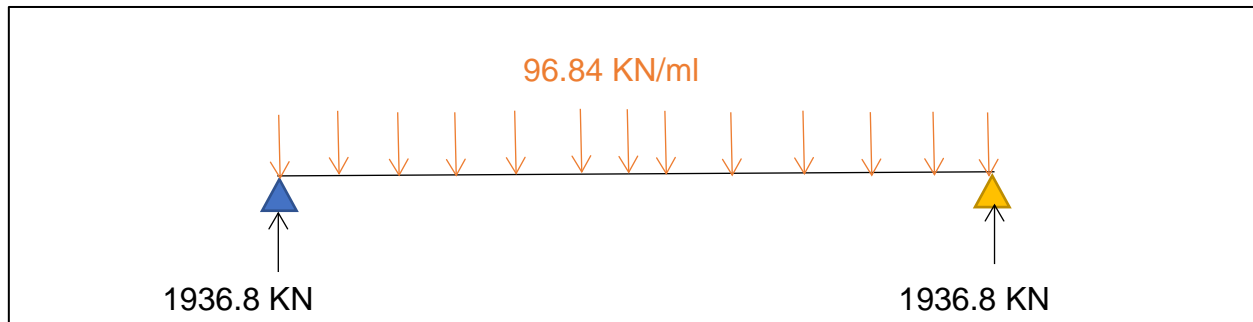


Figure IV.9. Les réactions due au surcharge A(l)

Sur la pile :  $R = \frac{A(l) \times L}{2} = 1936.8 \text{ KN}$

Sur la culée :  $R = \frac{A(l) \times L}{2} = 1936.8 \text{ KN}$  (valeur max)

**Tableau IV.17. La surcharge A(l) pour deux travées chargées « L=80m »**

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(l) corrigé	L <sub>v</sub> (m)	A(l) (KN/ml)
1	6.21	1	1.167	7.25	3	21.75
2	6.21	1	1.167	7.25	6	43.5
3	6.21	0.9	1.167	6.52	9	58.68
4	6.21	0.75	1.167	5.43	12	65.16

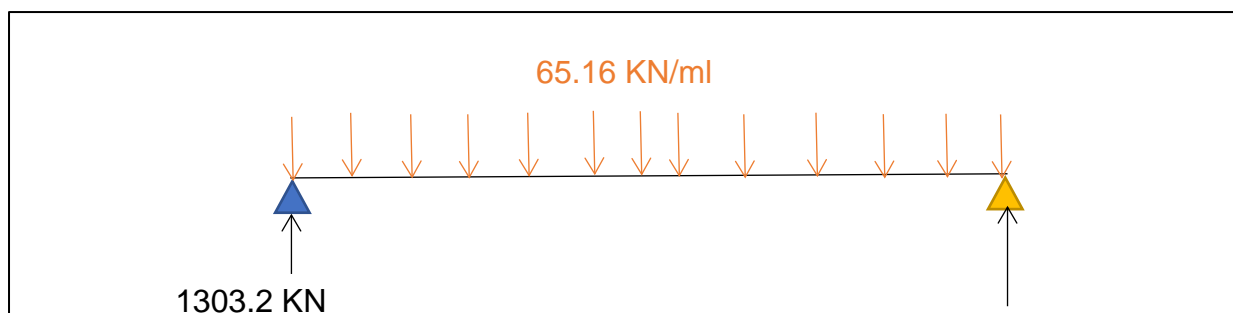
A(l) = 2.3+

avec L=80m

A(l)= 6.21 KN/m<sup>2</sup>

$\frac{360}{12+L}$  ;

-Le cas le plus défavorable (4 voies chargées) —————> A(l) = 65.16KN/ml



Sur la pile :  $R = \frac{A(L) \times L}{2} = 1303.2 \text{ KN} \times 2 = 2606.4 \text{ KN}$  (valeur max)

Sur la culée :  $R = \frac{A(L) \times L}{2} = 1303.2 \text{ KN}$

➤ **Surcharge Bc :**

La réaction de la surcharge Bc au niveau de la culée est calculée comme suit :

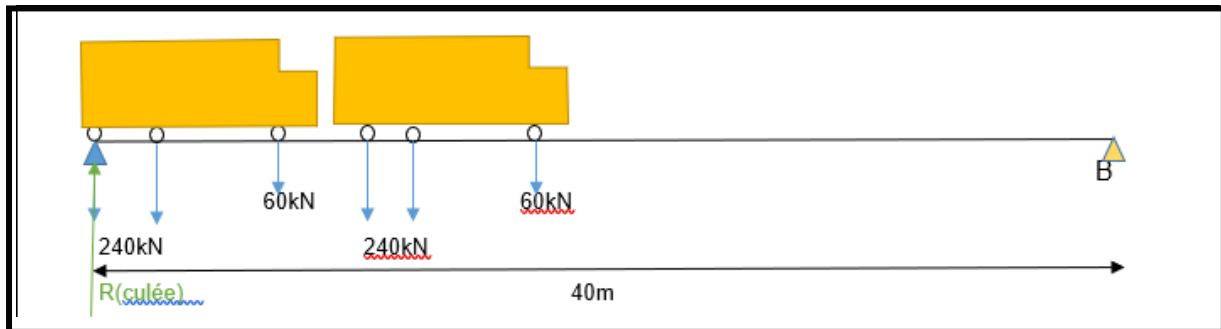


Figure IV.11 La réaction au niveau de la culée due au surcharge Bc

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R(\text{culée}) \times 39 - 120 \times 39 - 120 \times 37.5 - 60 \times 33 - 120 \times 28.5 - 120 \times 27 - 60 \times 22.5 = 0$$

$$R(\text{culée}) = 491.54 \text{ KN}$$

$$R_{Bc} = R(\text{culée} / \text{pile}) \cdot n \cdot \delta ; \text{ avec } n : \text{ nombres des voies}$$

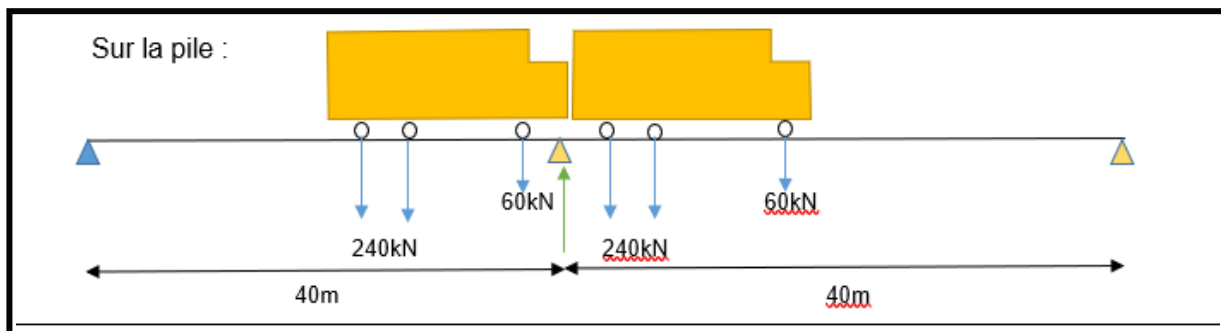


Figure IV.12 La réaction au niveau de pile due au chargement Bc

Tableau IV.19. La réaction de la surcharge de Bc sur la pile

R( pile)	527.31 KN	
R <sub>Bc</sub>	673.90 KN	Une voie chargée
R <sub>Bc</sub>	1235.48 KN	Deux voies chargées
R <sub>Bc</sub>	1600.51 KN	Trois voies chargées
R <sub>Bc</sub>	1797.07 KN	Quatre voies chargées

On prend les valeurs maximales :

Sur la culée :  $R_{Bc} = 1675.17 \text{ KN}$

Sur la pile :  $R_{Bc} = 1797.07 \text{ KN}$

➤ **Surcharge Mc120 :**

-La réaction sur la culée :

$$R(\text{culée}) = \frac{1100 \times (40 - 3.05 - 0.5) + 613.115 \times (1.7 - 0.5)}{40 - 1} = \frac{q \times (L - 3.05 - 0.5) + q' \times L'}{L - 0.5 - 0.5} = 1046.94 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = R(\text{culée}) \cdot \delta = 1.063 \times 1046.94 = 1112.90 \text{ KN}$$

-La réaction sur la pile :

$$R(\text{pile}) = \frac{2 \times \frac{q}{2} \times (L + 0.05 - 1.525 - 0.5) + 2 \times q \times (0.40 + 6.1 - 0.5 - 3.05)}{L - 1}$$

$$= 1238.91 \text{ KN}$$

$$R_{Mc120} = R(\text{pile}) \cdot \delta = 1.063 \times 1238.91 = 1316.96 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge D240:**

-Sur la culée :

$$\sum M / \text{pile 1} = 0$$

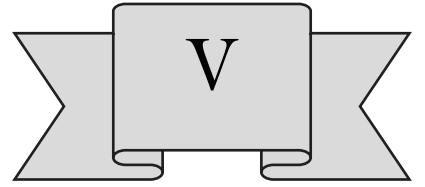
$$R_{D240} = \frac{q \times 30.2}{39} = 1858.46 \text{ KN}$$

-Sur la pile :

$$R_{D240} = \frac{q \times (L - 1 + 0.55 - 4.65)}{L - 1} = \frac{2400 \times (39 + 0.55 - 4.65)}{39} = 2147.7 \text{ KN}$$

## **IV.8. Résumé:**

Dans ce chapitre, nous avons calculé les charges et surcharges statiques et dynamiques et ses valeurs extrêmes que le pont doit supporter et déterminé les propriétés des matériaux utilisés tel que l'acier et le béton.



# CHAPITRE V

## REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

---

## V.1. Introduction :

Après avoir évalué les charges et surcharges dans le chapitre précédent, ce chapitre se concentre sur l'étude des efforts longitudinaux, en déterminant le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'influence des charges permanentes et des surcharges.

## V.2. Calcul des moments fléchissant :

### V.2.1. Calcul du moment fléchissant due a la charge permanente (poids propre du tablier +équipements) :

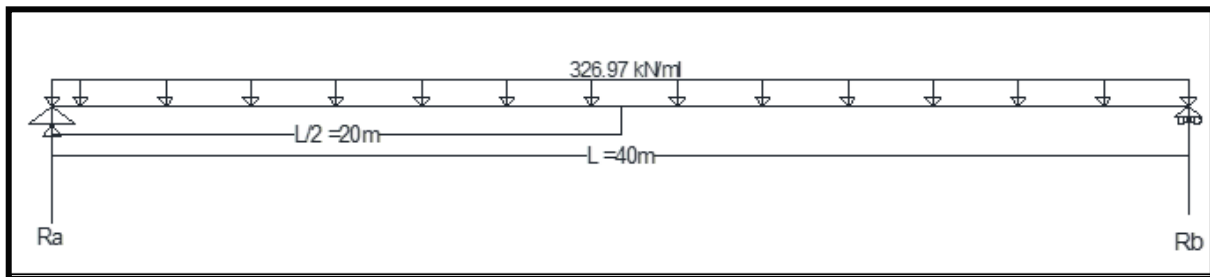


Figure V.01 Charge due au poids propre du tablier

- Calcul des reactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = G \times L/2 = 326.97 \times 40/2 \longrightarrow R_a = R_b = 6539.4 \text{ kN}$$

- Calcul du moment fléchissant M (maximale) a ( $x=L/2$ ) :

$$M = G \times L^2/8 = 326.97 \times 40^2/8 \longrightarrow M = 65394 \text{ kN.m}$$

### V.2.2. Calcul du moment fléchissant du a la surcharge A(I)

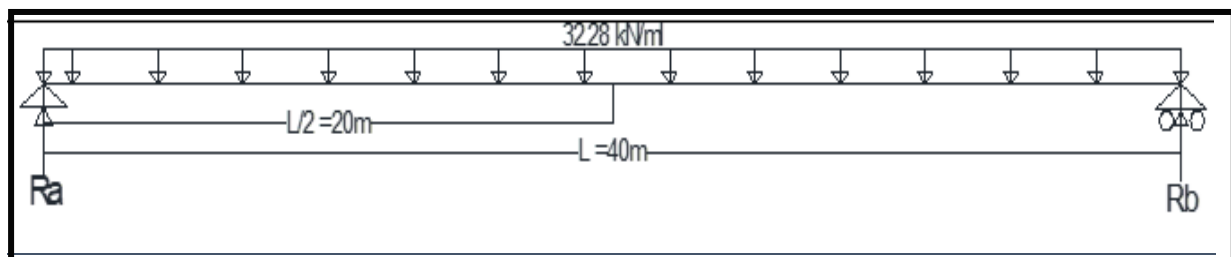


Figure V.02 Figure IV.2. Surcharge A(I)

Cas défavorable : une seule travée chargée  $A(I)_{\max} = 9.22 \text{ kN/m}^2$

- -Calcul des reactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = A(I)_{1v} \times L/2 = 32.28 \times 40/2 \longrightarrow R_a = R_b = 645.6 \text{ kN}$$

➤ Calcul du moment fléchissant M (maximale) a ( $x=L/2$ ) :

$$M_{1v} = A(l)_{1v} \times L^2/8 = 32.28 \times 40^2/8 \longrightarrow M_{1v} = 6456 \text{ kN.m}$$

$$M_{2v} = A(l)_{2v} \times L^2/8 = 64.56 \times 40^2/8 \longrightarrow M_{2v} = 12912 \text{ kN.m}$$

$$M_{3v} = A(l)_{3v} \times L^2/8 = 87.12 \times 40^2/8 \longrightarrow M_{3v} = 17424 \text{ kN.m}$$

$$M_{4v} = A(l)_{4v} \times L^2/8 = 96.84 \times 40^2/8 \longrightarrow \mathbf{M_{4v} = 19368 \text{ kN.m}}$$

**IV.2.3. Calcul du moment fléchissant due a la surcharge Bc:**

Dans ce cas on utilise le théorème **de Barré** qui permet de déterminer la position du convoi fournissant le max des maximums du moment, elle est applicable seulement pour les travées isostatiques.

Calcul de la résultante R des charges :  $R = \Sigma P_i = 600 \text{ kN}$

Position de R par rapport à P<sub>1</sub> :

$$R.x = 120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 \longrightarrow R = 9.45\text{m}$$

Détermination de la charge critique ( $P_3 = P_{\text{critique}} = 120\text{kN}$ )

On positionne P<sub>3</sub> symetrique a R par rapport à l'axe de la poutre

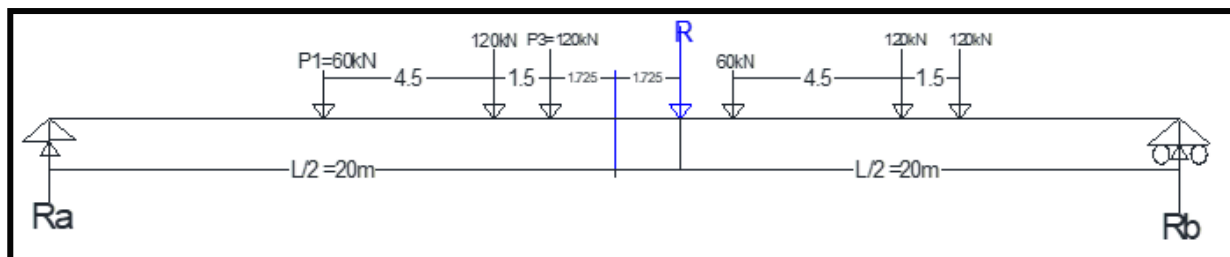


Figure V. Surcharge Bc

$$d(P_3, R) = c = 3.45\text{m} \longrightarrow 3.45/2 = 1.725\text{m}$$

$$b = \frac{L-c}{2} = \frac{40-3.45}{2} = 18.275\text{m} \quad ; \quad a = \frac{L+c}{2} = \frac{40+3.45}{2} = 21.725\text{m}$$

$$\Sigma P_g = 180 \text{ kN} \quad ; \quad \Sigma P_d = 300 \text{ kN}$$

On vérifié ces deux conditions :

- $\Sigma P_g < (\Sigma P_d + P_{\text{cri}}).b/a$  180 < (300+120) × 18.275/21.725  
180 < 353.30 **(vérifié)**
- $\Sigma P_g + P_{\text{cri}} > \Sigma P_d \times b/a$  180+120 > 300 × 18.275/21.725  
300 > 252.36 **(vérifié)**

Donc la charge P3 est une charge critique ou le moment maximale est positionnée au droit de l'essieu de 12t (charge P3), toutes les charges restantes ne sont pas critiques parce qu'ils n'ont pas vérifiées les deux conditions précédentes.

➤ Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\Sigma M/a=0$$

$$40.R_b = R.L' \longrightarrow 40.R_b = 600 \times (3.45+18.275) \longrightarrow R_b=325.875 \text{ kN}$$

$$R_a = 600-R_b = 600-325.875 \longrightarrow R_a=274.125 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = M/P_3 = 274.125 \times 18.275 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 \longrightarrow M_{\max} = 446.96 \text{ t.m}$$

$$M_{1\text{fil}} = M_{\max} \times \delta_{bc1} \times bc_1 = 446.96 \times 1.052 \times 1.2 \longrightarrow M_{1\text{fil}} = 564.24 \text{ t.m}$$

$$M_{2\text{fils}} = M_{\max} \times \delta_{bc2} \times bc_2 = 446.96 \times 1.059 \times 1.1 \times 2 \longrightarrow M_{2\text{fils}} = 1041.32 \text{ t.m}$$

$$M_{3\text{fils}} = M_{\max} \times \delta_{bc3} \times bc_3 = 446.96 \times 1.063 \times 0.95 \times 3 \longrightarrow M_{3\text{fils}} = 1354.08 \text{ t.m}$$

$$M_{4\text{fils}} = M_{\max} \times \delta_{bc4} \times bc_4 = 446.96 \times 1.065 \times 0.8 \times 4 \longrightarrow M_{4\text{fils}} = 1523.24 \text{ t.m}$$

#### IV.2.4. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Bt :

La résultante : R = 32t

On vérifie si P1 est une charge critique (P1=Pcritique=16t)

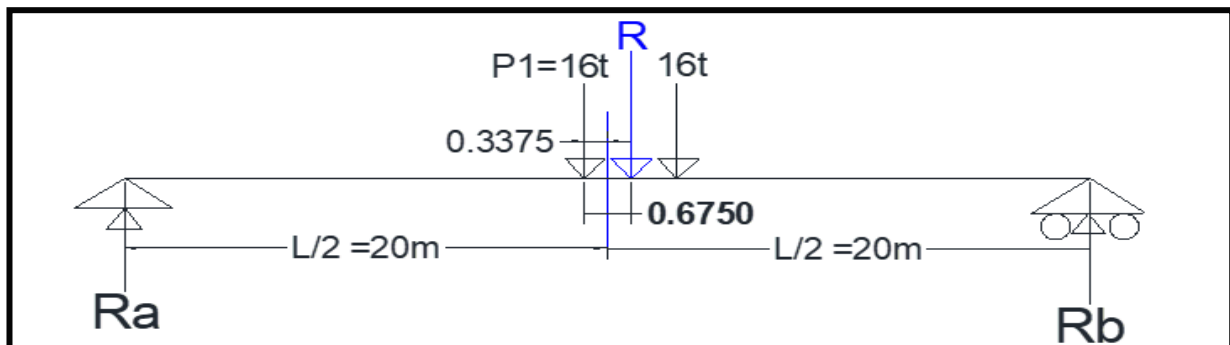


Figure V. 4. Surcharge Bt

$$b = \frac{40-0.675}{2} = 19.66\text{m} ; \quad a = \frac{40+0.675}{2} = 20.33\text{m}$$

$$\Sigma P_g=0 \quad \Sigma P_d=16\text{t}$$

Les deux conditions :

- $0 < (16+16) \times 19.66/20.33 \longrightarrow 0 < 30.94$  (vérifié)
- $16 > 16 \times 19.66/20.33 \longrightarrow 16 > 15.47$  (vérifié)

Donc  $M_{\max} = M/P_1$

-Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\Sigma M/a = 0$$

$$40.R_b = 20.335 \times R \longrightarrow R_b = 16.268t$$

$$R_a = 32 - R_b \longrightarrow R_a = 15.732t$$

$$M_{\max} = 15.732 \times 19.66 \longrightarrow M_{\max} = 309.29 \text{ t.m}$$

$$M_{1 \text{ tandem}} = M_{\max} \times b_{t1} \times \delta_{bt1} = 309.29 \times 1 \times 1.048 \longrightarrow M_{1 \text{ tandem}} = 324.136 \text{ t.m}$$

$$M_{2 \text{ tandem}} = M_{\max} \times b_{t2} \times \delta_{bt2} = 309.29 \times 1 \times 1.051 \times 2 \longrightarrow M_{2 \text{ tandem}} = 650.127 \text{ t.m}$$

**V.2.5. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Br:**

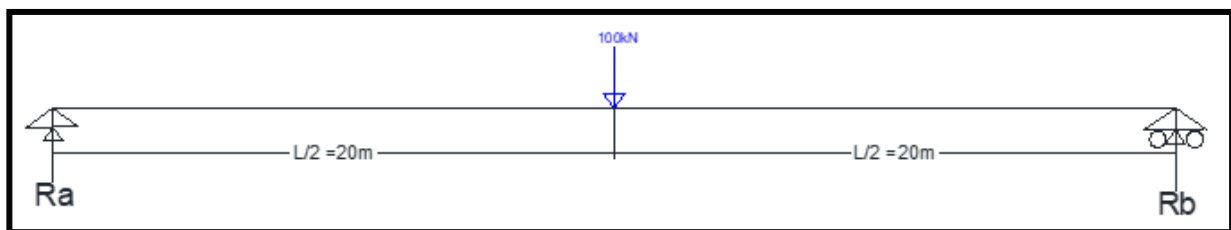


Figure V.05 Surcharge Br

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = 50 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = M(x=L/2) = 50 \times 20 \longrightarrow M_{\max} = 1000 \text{ kN.m}$$

$$M_{br} = M_{\max} \times \delta_{br} = 1000 \times 1.045 \longrightarrow M_{br} = 1045 \text{ kN.m}$$

**V.2.6. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge Mc120 :**

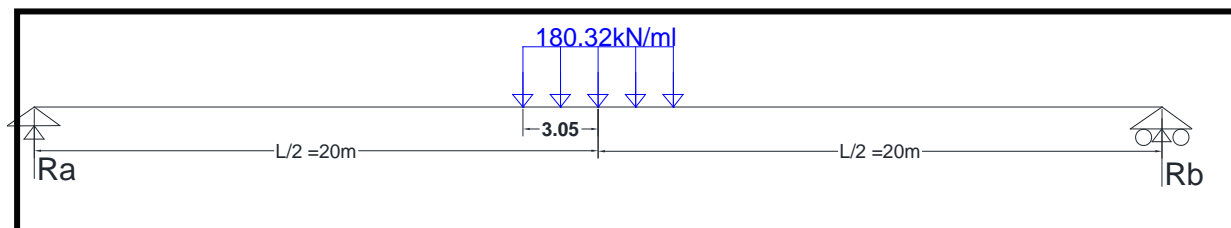


Figure V. 6. Surcharge Mc120

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = 1100/2 = 550kN$$

$$M_{\max} = M(L/2) = 550 \times 20 - 180.32 \times \frac{3.05 \times 3.05}{2} \longrightarrow M_{\max} = 1016.128 \text{ t.m}$$

$$M_{Mc120} = M_{\max} \times \delta_{Mc120} = 1016.128 \times 1.057 \longrightarrow M_{Mc120} = 1074.047 \text{ t.m}$$

**V.2.7. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D240 :**

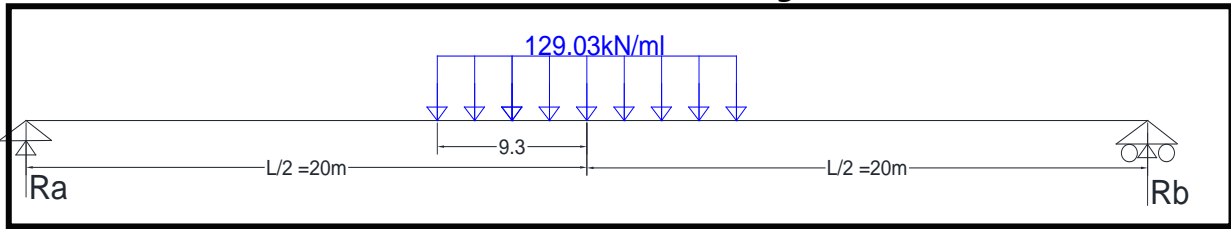


Figure V. Surcharge D240

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = 1200 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 1200 \times 20 - 129.03 \times \frac{9.3 \times 9.3}{2} \longrightarrow \mathbf{M_{\max} = 1842.01 \text{ t.m}}$$

$$\mathbf{M_{D240} = M_{\max} = 1842.01 \text{ t.m}}$$

**V.3. Calcul des efforts tranchants :**

**V.3.1. Calcul de l'effort tranchant due à la charge permanente :**

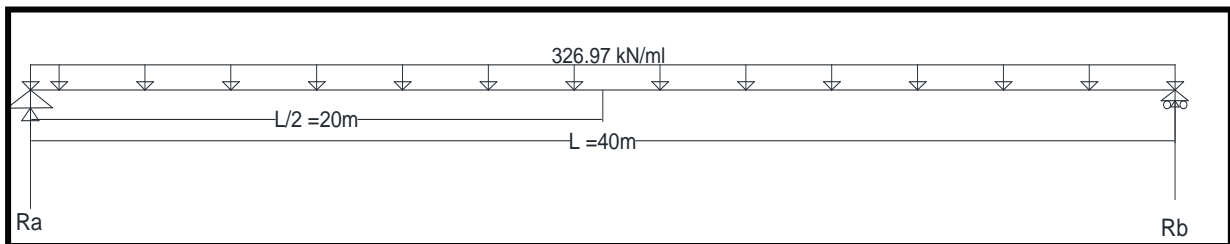


Figure V. 8. Chargement permanente

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$R_a = R_b = G \times L/2 = 6539.5 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant maximum (x=0) :

$$T(x=0) = R_a \longrightarrow \mathbf{T_{\max} = 6539.5 \text{ KN}}$$

**IV.3.2. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge A(I) :**

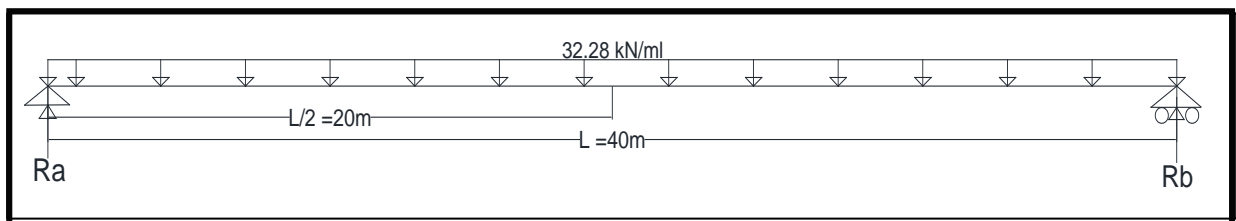


Figure V. 9. Surcharge A(I)

Cas défavorable pour avoir l'effort tranchant maximal :  $A(l)_{\max}=9.22 \text{ kN/m}^2$  (une seule travée chargée)

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$Ra = Rb = A(l)_{1v} \times L/2 = 32.28 \times 40/2 \longrightarrow Ra = Rb = 645.6 \text{ kN}$$

Calcul des efforts tranchants maximaux (x=0) :

$$T_{1v}(x=0) = A(l)_{1v} \times L/2 = 32.28 \times 40/2 \longrightarrow T_{1v\max} = 645.6 \text{ kN}$$

$$T_{2v}(x=0) = A(l)_{2v} \times L/2 = 64.56 \times 40/2 \longrightarrow T_{2v\max} = 1291.2 \text{ kN}$$

$$T_{3v}(x=0) = A(l)_{3v} \times L/2 = 87.12 \times 40/2 \longrightarrow T_{3v\max} = 1742.4 \text{ kN}$$

$$T_{4v}(x=0) = A(l)_{4v} \times L/2 = 96.84 \times 40/2 \longrightarrow T_{4v\max} = 1936.8 \text{ kN}$$

**V.3.3. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge Bc :**

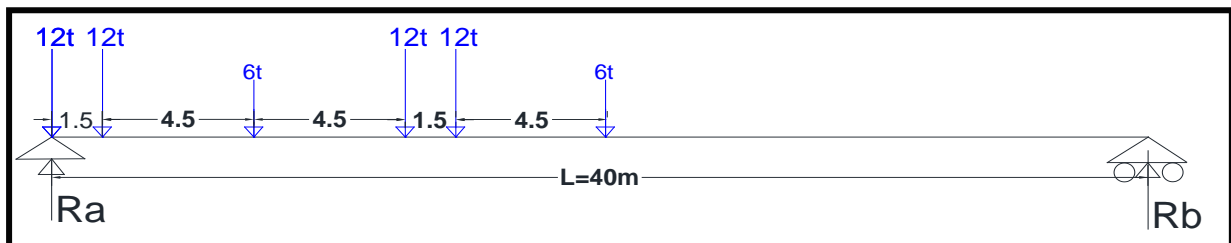


Figure V.10. Surcharge Bc à (x=0)

➤ Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\Sigma M/a=0$$

$$40.Rb=60 \times 16.5 + 120 \times 12 + 120 \times 10.5 + 60 \times 6 + 120 \times 1.5$$

$$Rb = 105.75 \text{ kN}, Ra = 494.25 \text{ kN} \longrightarrow T_{\max} = Ra = 494.25 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants maximum :

$$T_{1fil}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bc1} \times bc_1 = 494.25 \times 1.052 \times 1.2 \longrightarrow T_{1fil}(\max) = 623.94 \text{ kN}$$

$$T_{2fils}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bc2} \times bc_2 = 494.25 \times 1.059 \times 1.1 \times 2 \longrightarrow T_{2fil}(\max) = 1151.5 \text{ kN}$$

$$T_{3fils}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bc3} \times bc_3 = 494.25 \times 1.063 \times 0.95 \times 3 \longrightarrow T_{3fil}(\max) = 1497.35 \text{ kN}$$

$$T_{4fils}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bc4} \times bc_4 = 494.25 \times 1.065 \times 0.8 \times 4 \longrightarrow T_{4fil}(\max) = 1684.4 \text{ kN}$$

**V.3.4. Calcul des efforts tranchants maximaux due à la surcharge Bt :**

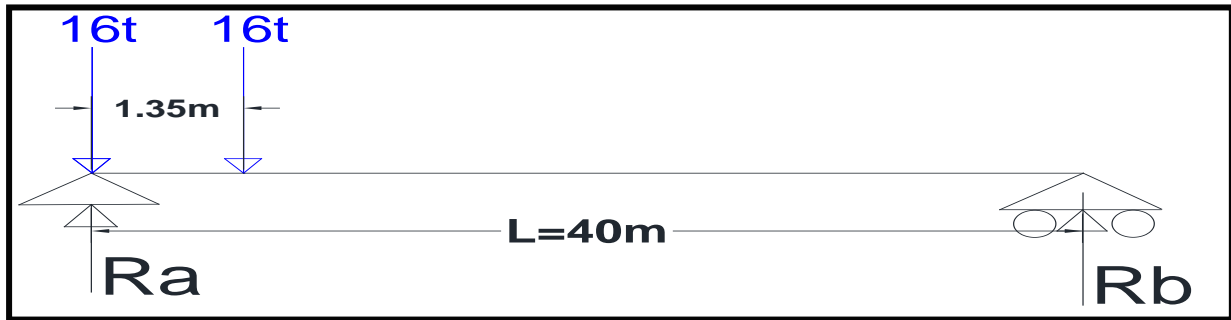


Figure V.11. Surcharge Bt

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\Sigma M/a=0$$

$$40.Rb=160 \times 1.35 \longrightarrow Rb=5.4 \text{ kN}$$

$$Ra+Rb=320 \longrightarrow Ra=314.6 \text{ kN} \quad T_{\max}=Ra=314.6 \text{ kN}$$

-Calcul des efforts tranchants maximaux à (x=0):

$$T_{1\text{tandem}}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bt1} \times bt_1 = 314.6 \times 1.048 \times 1 \longrightarrow T_{1\text{tandem}}(\max) = 329.7 \text{ kN}$$

$$T_{2\text{tandem}}(x=0) = T_{\max} \times \delta_{bt2} \times bt_2 = 314.6 \times 1.051 \times 1 \times 2 \longrightarrow T_{2\text{tandem}}(\max) = 661.29 \text{ kN}$$

**V.3.5. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge Br :**



Figure V. 12. Surcharge Br a (x=0)

$$T_{\max} = T(x=0) = Ra = 100 \text{ kN}$$

$$T_{Br} = T_{\max} \times \delta_{Br} = 100 \times 1.045 \longrightarrow T_{Br}(\max) = 104.5 \text{ kN}$$

**V.3.6. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge Mc120 :**

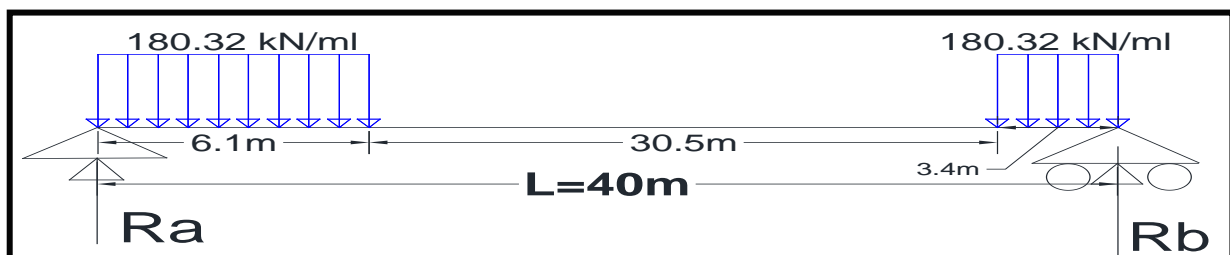


Figure v.13 Surcharge Mc120 aux extrémités

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\Sigma M/a=0$$

$$40.Rb=(180.32 \times 3.4) \times 38.3+(180.32 \times 6.1) \times 3.05 ;$$

$$Ra+Rb=1713.115 \text{ kN} \longrightarrow Ra=1042.215 \text{ kN et } Rb=670.90 \text{ kN}$$

$$T_{\max}=Ra=1042.215 \text{ kN} \quad T_{Mc120}(\max)=1107.87 \text{ kN}$$

$$T_{Mc120}(\max) = T_{\max} \times \delta_{Mc120} = 1042.215 \times 1.063 \longrightarrow T_{Mc120}(\max) = 1107.87 \text{ kN}$$

**V.3.7. Calcul de l'effort tranchant due à la surcharge D240 :**

Calcul des réactions Ra et Rb :

$$\text{On : } 40Rb=2400 \times \frac{18.6}{2} \quad \text{et} \quad Ra+Rb=2400$$

$$\text{Alors} \quad Ra = 1842 \text{ kN} \quad ; \quad Rb=558 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = Ra = 1842 \text{ kN}$$

$$T_{D240}(\max)=1842 \text{ kN}$$

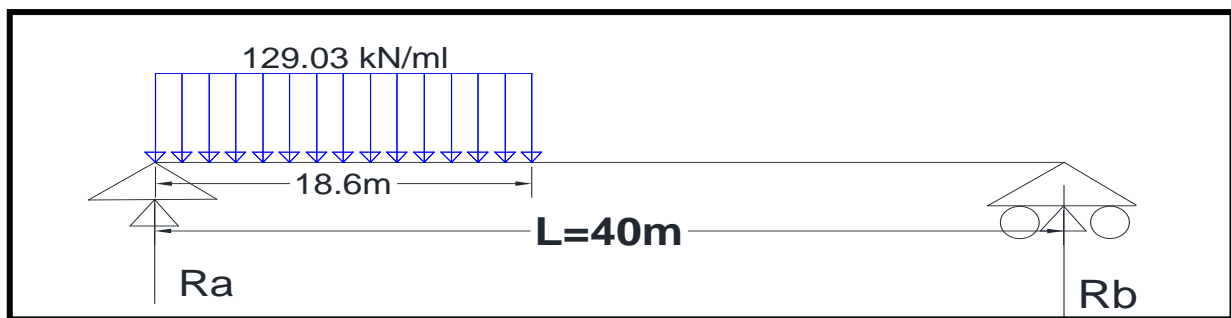


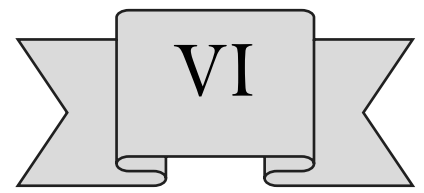
Figure V.14 Surcharges D240 a (x=0)

**Tableau V.1. Résumé des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges**

Charges et surcharges		Moments (kN.m)	Moment par poutre $M_0$ (kN.m)	Effort tranchant (kN)	Effort tranchant par poutre (kN)
Charge Permanente <G>		65394	7266	6539.5	726.61
A(L)	1 voie	6456	717.34	645.6	71.73
	2 voies	12912	1434.67	1291.2	143.46
	3 voies	17424	1936	1742.4	193.6
	4 voies	19368	2152	1936.8	215.2
Bc	1 file	5642.4	626.93	623.94	69.32
	2 files	10413.2	1157.02	1151.5	127.94
	3 files	13540.8	1504.53	1497.35	166.37
	4 files	15232.4	1692.48	1684.4	187.15
Bt	1 tandem	3241.36	360.15	329.7	36.63
	2 tandems	6501.27	722.36	661.29	73.47
Br		1045	116.11	104.5	11.61
Mc120		10740.47	1193.38	1107.87	123.09
D240		18420.1	2046.67	1842	204.67

#### **V.4. Résumé:**

On observe généralement que les charges ayant atteint le maximum sont les charges permanentes G, Bc<sub>4files</sub>, D240 ainsi que la surcharge A(L)4v. Le moment maximal se trouve au milieu de la travée pour chaque chargement sauf pour Bc et Bt. Les efforts tranchants les plus élevés se situent au niveau de l'appui le plus proche de la charge



# CHAPITRE VI

## REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

## VI.1 Introduction :

Dans le présent chapitre on fera l'étude transversale du tablier afin de déterminer les sections les plus sollicitées en d'autres termes la poutre la plus sollicitée appliquant le théorème de Guyon-Massonet.

La méthode Guyon-Massonet est développée par le français Jean-Louis Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux en 1956 par Philippe Massonet.

Cette méthode implique de tracer, pour chaque effort, la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale, en tenant compte de diverses excentricités de charges.

## VI.2. Etablissement des paramètres de calcul $\theta$ et $\alpha$ :

### VI.2.1 Largeur active $b$ :

La largeur active du pont est donnée par la formule suivante :  $2b = n \times b_1$

- $b_1$  : entraxe entre les poutres  $\lambda = 1.65m$ .
- $n$  : nombre de poutre  $n = 9$ .

Donc :  $2b = 9 \times 1.65 \rightarrow b = 7.425m$

Tableau VI.1 valeurs des positions actives des poutres

Position	0	b/4	b/2	3b/4	b
Valeur	0	1.85625	3.7125	5.56875	7.425

### VI.2.2. Inertie de la poutre :

Les inerties des sections ont été déduites avec précision en utilisant le logiciel AutoCad :

- $I_0$  : moment d'inertie de la section d'about  $I_0 = 0.8533m^4$ .
- $I_m$  ; moment d'inertie de la section mi-travée  $I_m = 0.693m^4$ .

Notre poutre est composée de section variable donc des moments d'inerties variables pour cela on utilise cette équation ci-dessous pour trouve l'inertie de la poutre :

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

Application numérique :  $I_p = 0.7172m^4$

**VI.2.3 Paramètre d'entretoisement  $\theta$  :**

La flexibilité de l'entretoisement est définie par le paramètre  $\theta$  : mesure que sa valeur augmente, la souplesse de l'entretoisement s'accroît également.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho e}}$$

**VI.2.3.1 Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho p = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

- $E$  : Module de Young (module de déformation longitudinale du béton).

$$E = 1100 \times \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ MPa}$$

- $b_1$  : entraxe des poutres  $b_1 = 1.65\text{m}$ .

Donc :

$$\rho p = \frac{35981.729 \times 0.7172}{1.65} = 15640.058 \text{ MN.m}$$

**VI.2.3.2 Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho e = \rho d = \frac{E \times I_d}{b}$$

- $b = 1\text{ml}$        $L_1 = 1\text{m}$        $d = 0.25\text{m}$

- $I_d = \frac{L_1 \times d^3}{12} = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 1.3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Donc :

$$\rho d = \rho e = \frac{35981.729 \times 1.3 \times 10^{-3}}{1} = 46.77 \text{ MN.m}$$

Après avoir calculé la rigidité flexionnelle de la poutre et de la dalle on peut calculer le paramètre d'entretoisement  $\theta$  :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho e}} = \frac{7.425}{40} \times \sqrt[4]{\frac{15640.058}{46.77}}$$

$$\theta = 0.8$$

### VI.2.4 Paramètre de torsion $\alpha$ :

L'intensité de la torsion est exprimée par le paramètre de torsion  $\alpha$ , qui varie entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_e + \gamma_p}{\sqrt[2]{\rho_p \times \rho_e}}$$

#### VI.2.4.1 Rigidité de torsion de la poutre par unité de longueur $\gamma_p$ :

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

##### - **C<sub>p</sub> : rigidité de torsion de la poutre ;**

Calcul de la section simplifiée

A l'aide du logiciel AutoCad nous peut calculée l'aire de la S1 et S2 :

$$S_1 = 0.1933\text{m}^2 \text{ tel que } H_1 = \frac{S_1}{1.15} = 0.168\text{m}.$$

$$S_2 = 0.3044\text{m}^2 \text{ tel que } H_2 = \frac{S_2}{0.8} = 0.3805\text{m}.$$

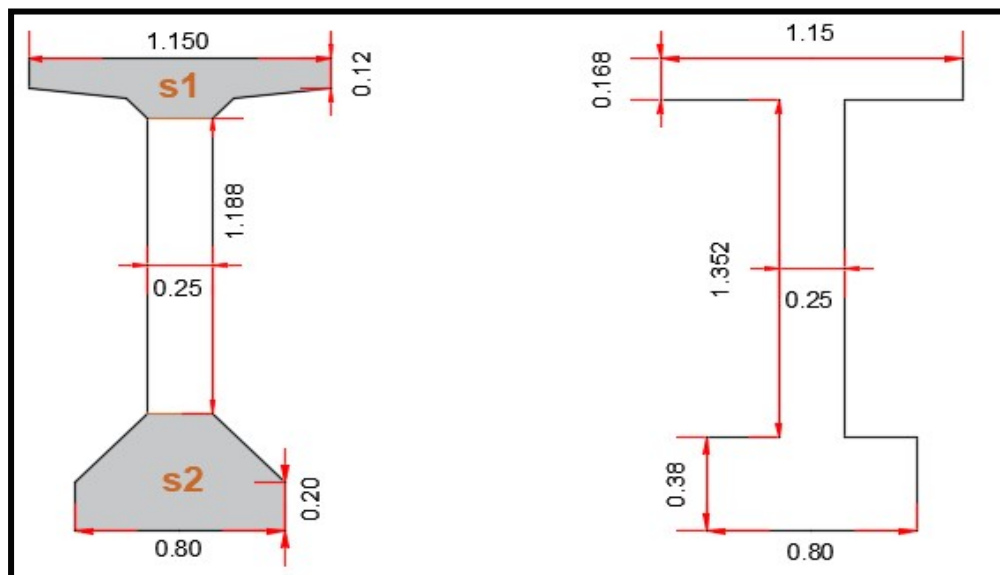


Figure V.1 Section équivalente

$$C_p = \frac{G}{3} \times [\sum(b_i \times h_i^3) + \frac{b_1 \times d^3}{2}]$$

$$G : \text{Module de cisaillement tel que } G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 14992.3871. \text{MPa}$$

$$C_p = \frac{14992.3871}{3} \times (1.15 \times 0.168^3 + 0.25 \times 1.352^3 + 0.8 \times 0.3805^3) + \frac{1.65 \times 0.25^3}{2}$$

$$C_p = 2163.63 \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Donc la rigidité de torsion de la poutre } \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{2163.63}{1.65} = 1311.29 \text{MN} \cdot \text{m}$$

**VI.2.4.2 Rigidité de torsion de la dalle par unité de longueur  $\gamma_e$  :**

$$\gamma_e = \frac{C_e}{L_0}$$

**- C<sub>e</sub> : rigidité de torsion de l'entretoise :**

$$C_e = 2 \times G \times I$$

$$C_e = 2 \times 14992.3871 \times 130208.33^{-8}$$

$$C_e = 34.9 \text{ MN.m}^2$$

$$\text{On a } L_0 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \gamma_e = \frac{C_e}{L_0} = \frac{34.9}{1} = 34.9 \text{ MN.m}$$

Après avoir calculé la rigidité de torsion de la poutre et de la dalle on peut calculer le paramètre de torsion  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\gamma_e + \gamma_p}{\sqrt[2]{\rho p \times \rho e}} = \frac{34.9 + 1311.29}{\sqrt[2]{13981.3493 \times 46.77}} = 0.88$$

$$\alpha = 0.88$$

**VI.3. Calcul des moments fléchissent :****VI.3.1 Tableau des moments fléchissent :****Tableau V.2 récapitulatif des moments fléchissent des charges et des surcharges pour  $x=0.5L$** 

Charge et Surcharge		Valeur	Moment fléchissent max	Moment fléchissent max par poutre	
Charge permanente	<b>G</b>	326.97	65394	7266	
Surcharge	A <sub>1</sub> (L)	Une voie	32.28	6456	717.33
	A <sub>2</sub> (L)	Deux voies	64.56	12912	1434.67
	A <sub>3</sub> (L)	Trois voies	96.84	17424	1936
	A <sub>4</sub> (L)	Quatre voies	129.12	19368	2152
Surcharge	Bc	Une voie	720	5642.4	626.93
		Deux voies	1320	10413.2	1157.02
		Trois voies	1710	13540.8	1504.53
		Quatre voies	1920	15232.4	1692.49
	Bt	Un tandem	384	3241.36	40.17
		Deux tandems	768	6501.27	722.36
Br		100	1045	116.11	
Convoi	MC120	1200	10740.47	1193.38	
	D240	2400	18420.1	2046.67	

### VI.3.2 Coefficient de répartition transversale K

Afin d'éviter la nécessité de calculer individuellement  $K\alpha$  pour chaque valeur d' $\alpha$ , ce qui serait fastidieux en raison de relations complexes, Massonnet a élaboré une formule d'interpolation fondée sur une analyse approfondie de nombreux cas

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0) \times \sqrt{\alpha}$$

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

- Si  $0 \leq \theta \leq 0.3$   $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \times \alpha^{0.05}$
- Si  $0.3 \leq \theta \leq 1$   $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \times \alpha^\beta$
- Si  $1 \leq \theta \leq 2$   $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \times \alpha^{0.5}$

Où  $\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}$  alors  $\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - 0.8}{0.665}} = 0.6688$

En se référant aux tableaux de « Guyon Massonnet », pour  $\alpha = 0.88$  et  $\theta = 0.8$  les tableaux suivants ont été obtenus :

Tableau VI.3 valeurs de  $K_0$  pour  $\theta=0.8$

Thêta=0.8		Alfa = 0 => K0							
E	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
Y									
0	-0.2595	0.401	1.0595	1.6478	1.9348	1.6478	1.0595	0.401	0.2595
b/4	-0.4898	0.0123	0.5394	1.1076	1.6478	1.9191	1.6383	1.0694	0.4362
b/2	-0.4719	-0.1844	0.1348	0.5394	1.0595	1.6383	2.0526	2.0353	1.8428
3b/4	-0.353	-0.2834	-0.1844	0.0123	0.401	1.0694	2.0353	3.1419	4.1195
b	-0.2094	-0.353	-0.4719	-0.4898	-0.2595	0.4362	1.8428	4.1195	7.1154

Tableau VI.4 valeurs de  $K_1$  pour  $\theta=0.8$

Thêta=0.8		Alfa = 1 => K1							
E	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Y									
0	0.6259	0.7738	0.9802	1.2308	1.3841	1.2308	0.9802	0.7738	0.6259
b/4	0.3923	0.5089	0.6812	0.9313	1.2308	1.4371	1.3426	1.1547	0.9971
b/2	0.2516	0.3389	0.472	0.6812	0.9802	1.3426	1.6305	1.6381	1.5588
3b/4	0.1695	0.2358	0.3389	0.5089	0.7738	1.1547	1.6381	2.1023	2.3534
b	0.1177	0.1695	0.2516	0.3923	0.6259	0.9971	1.5588	2.3534	3.3539

#### VI.3.2.1 Calcul de $K\alpha$

On a  $\alpha = 0.88$  et  $\theta = 0.8$  alors on utilisera :  $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \times \alpha^\beta$

Tel que  $\alpha^\beta = 0.8^{0.6688} = 0.918$

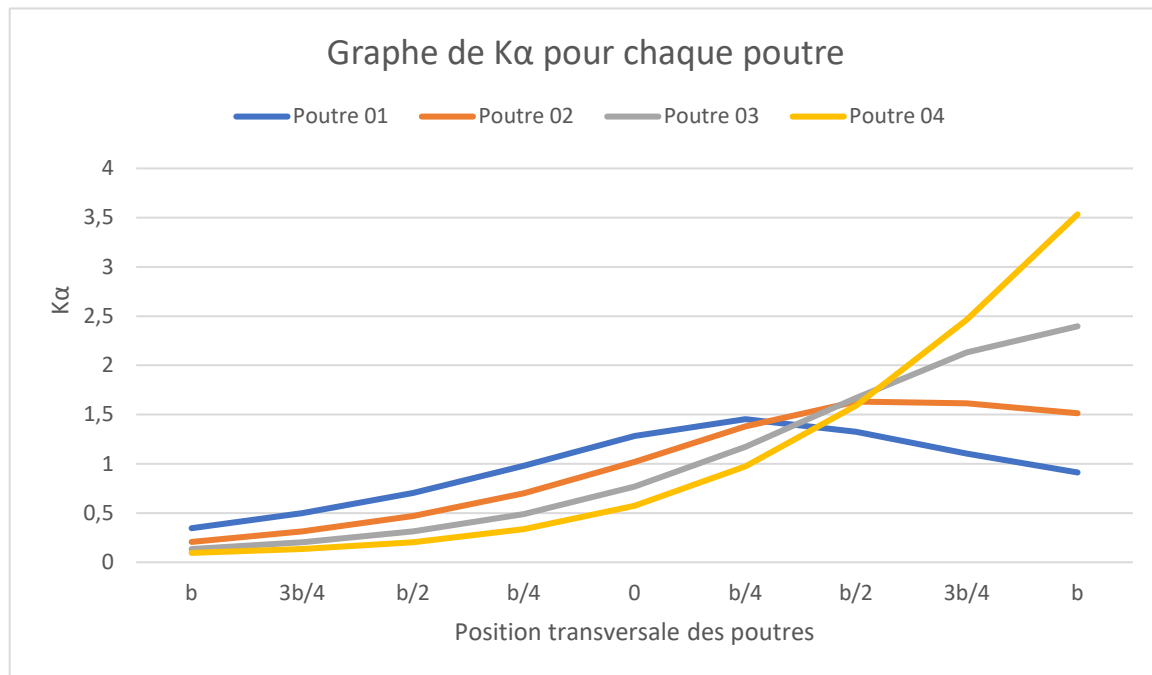
Exemple pour la valeur [Y=0 et E=-b] :  $K\alpha = -0.2595 + (0.6259 + 0.2595) \times 0.918 = 0.5523$

Tableau VI.5 valeurs de  $K_\alpha$  pour  $\theta=0.8$

Thêta=0.8	Alfa = $\alpha \Rightarrow K_\alpha$								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.55329	0.74320	0.98670	1.26499	1.42926	1.26499	0.98670	0.74323	0.59526
b/4	0.31997	0.46818	0.66957	0.94576	1.26499	1.47662	1.36685	1.14770	0.95111
b/2	0.19227	0.29599	0.44435	0.66957	0.98670	1.36685	1.66511	1.67067	1.58209
3b/4	0.12665	0.19323	0.29599	0.46818	0.74323	1.14771	1.67067	2.18755	2.49822
B	0.09088	0.12666	0.19227	0.31997	0.55329	0.43620	1.58208	2.49822	3.66234

Tableau VI.6 valeurs de  $K_\alpha$  pour chaque poutre

Thêta=0.8	Alfa = $\alpha \Rightarrow K_\alpha$								
E	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,55330	0,74323	0,98670	1,26499	1,42926	1,26499	0,98670	0,74323	0,59585
P1=1,65	0,34589	0,49874	0,70481	0,98123	1,28325	1,45311	1,32461	1,10276	0,91163
P2=3,3	0,20646	0,31512	0,46937	0,70026	1,01762	1,37904	1,63197	1,61256	1,51198
P3=4,95	0,13395	0,20464	0,31247	0,49056	0,77028	1,17205	1,67005	2,13013	2,39643
P4=6,6	0,09485	0,13405	0,20380	0,33644	0,57440	0,97295	1,59193	2,46370	3,53300



### V.3.2.2 Calcul de $K_{\alpha moy}$

Dans cette étape on calculera  $K_{\alpha moy}$  pour chaque type de charge :

Afin d'avoir les résultats plus précis on a utilisé l'AutoCad

#### ➤ Surcharge surfacique :

Dans ce type de surcharge le  $K_{\alpha moy}$  est calculé par la loi suivante :

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

S : La surface situe entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.

L : largeur de la voie.

#### - Surcharge AL :

01- Cas : une seule voie (**L=3m**) pour la première poutre

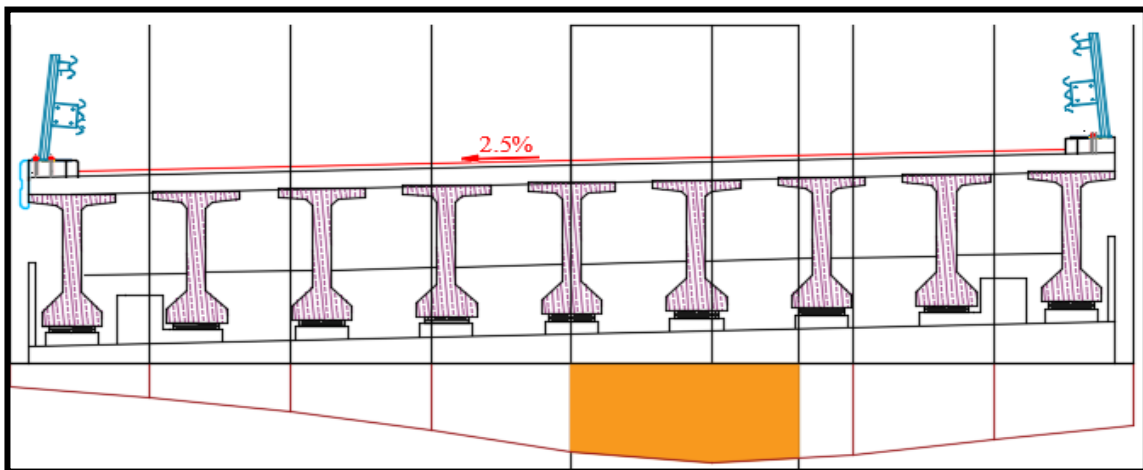


Figure VI.3 Surface de surcharge AL pour 1 voie

02- Cas : deux voies (**L=6m**) pour la première poutre

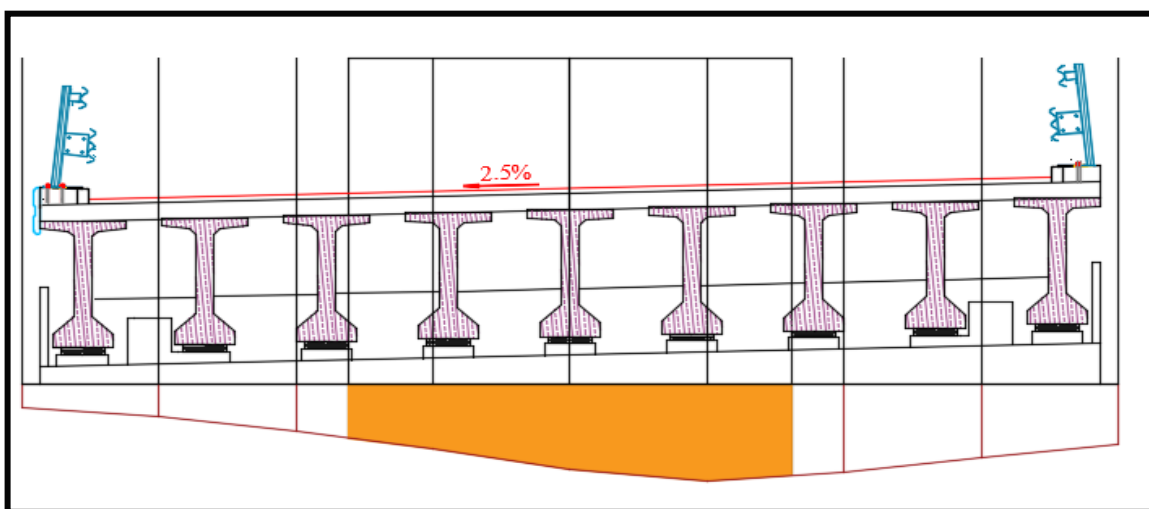


Figure VI.4 Surface de surcharge AL pour 2 voies

03- Cas : trois voies (**L=9m**) pour la première poutre

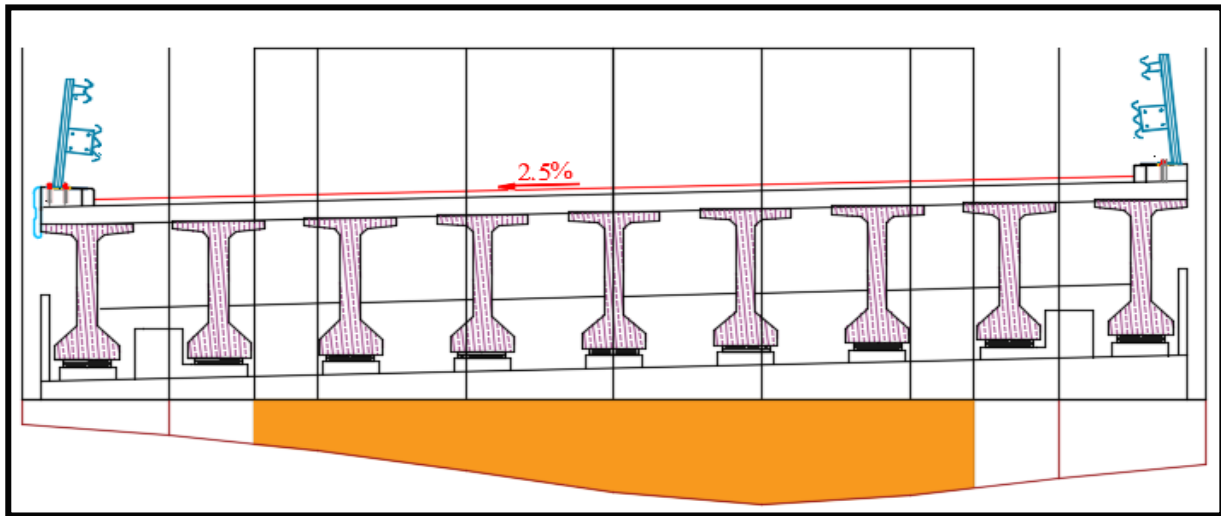


Figure VI.5 Surface de surcharge AL pour 3 voies

04- Cas : quatre voies (**L=12m**) pour la première poutre

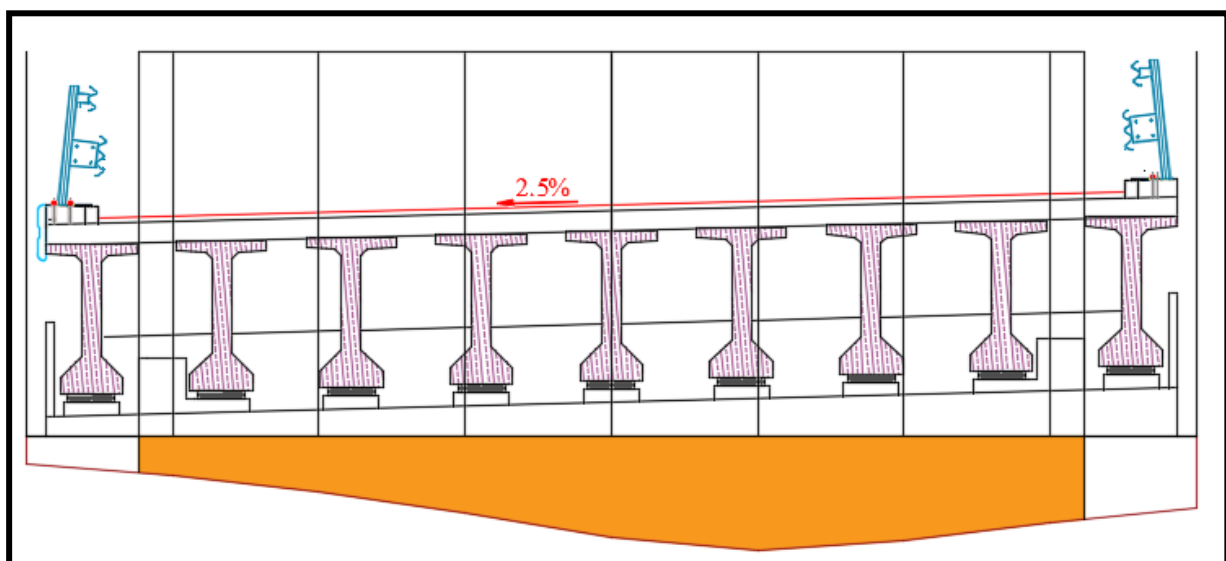


Figure VI.6 Surface de surcharge AL pour 4 voies

**Tableau VI.7 valeur de  $K_{\alpha}$  pour la poutre 1 sous la charge AL :**

Valeur de Kamoy pour la poutre 01				
Poutre		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie(m)	Kamoy
AL	Une voie	4.1564	3	1.385
	Deux voies	7.2976	6	1.216
	Trois voies	10.311	9	1.146
	Quartes voies	12.858	12	1.069

On refait les mêmes étapes pour les poutres 02, 03 et 04. (Voir l'annexe).

**Tableau VI.8 valeur de  $K_\alpha$  pour la poutre 02 sous la charge AL :**

Valeur de Kamoy pour la poutre 02				
Poutre		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie (m)	Kamoy (m)
AL	Une voie	3.89	3	1.300
	Deux voies	6.2056	6	1.034
	Trois voies	8.0437	9	0.893
	Quartes voies	12.2524	12	1.021

**Tableau VI.9 valeur de  $K_\alpha$  pour la poutre 03 sous la charge AL :**

Valeur de Kamoy pour la poutre 03				
Poutre		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie(m)	Kamoy
AL	Une voie	3.3187	3	1.106
	Deux voies	4.9873	6	0.831
	Trois voies	7.7962	9	0.886
	Quartes voies	11.3797	12	0.948

**Tableau VI.10 valeur de  $K_\alpha$  pour la poutre 04 sous la charge AL :**

Valeur de Kamoy pour la poutre 04				
Poutre		Surface (m <sup>2</sup> )	Largeur de la voie(m)	Kamoy
AL	Une voie	2.7690	3	0.923
	Deux voies	3.9513	6	0.659
	Trois voies	6.7123	9	0.746
	Quartes voies	10.4158	12	0.868

- **Surcharge Bc :**

Pour ce type de on projet l'impact chaque essieu sur la ligne d'influence et avec le logiciel AutoCad on aura la Valeur  $k_\alpha$

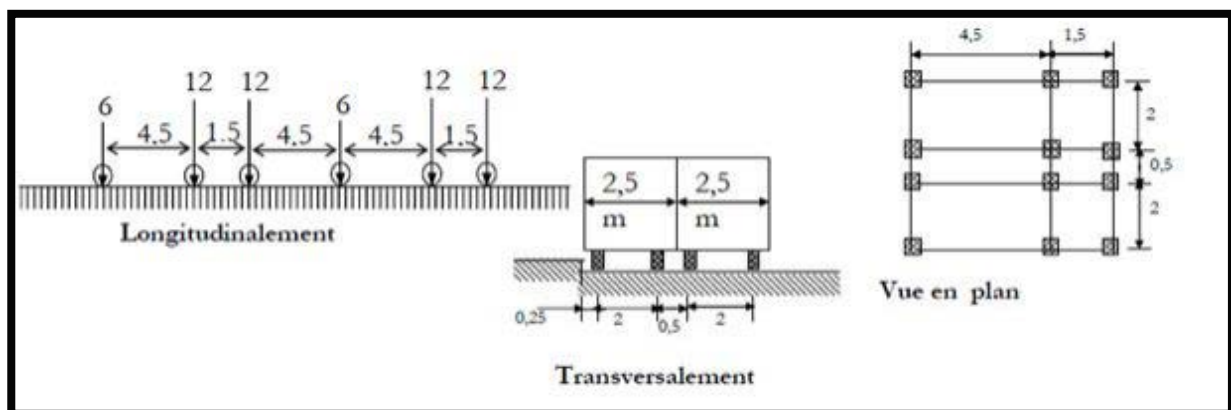


Figure VI.7 Disposition transversale de la surcharge Bc

01- Cas : une seule voie ( $L=3m$ ) pour la première poutre

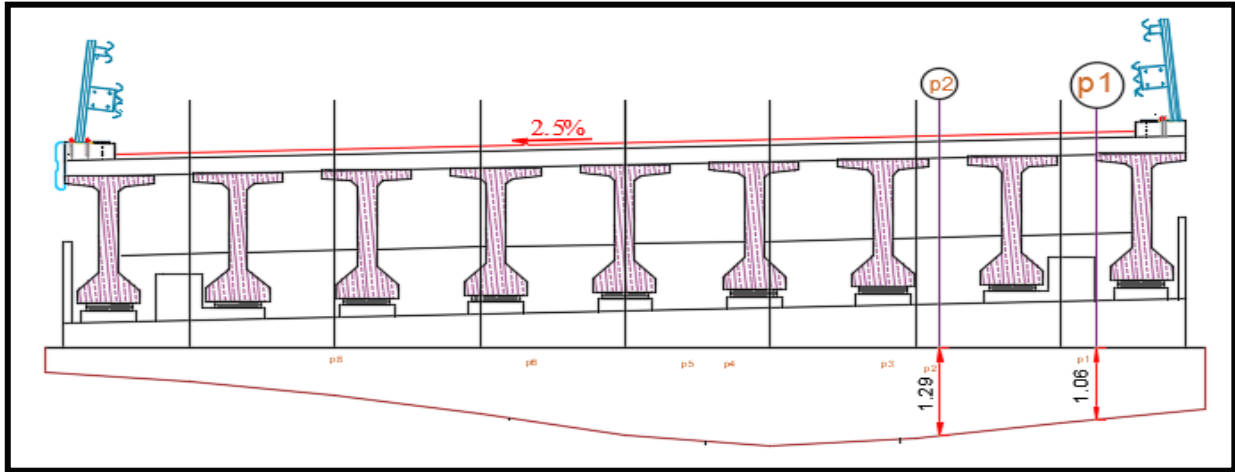


Figure VI.8 Ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bc pour 1 voie

02- Cas : deux voies ( $L=6m$ ) pour la première poutre

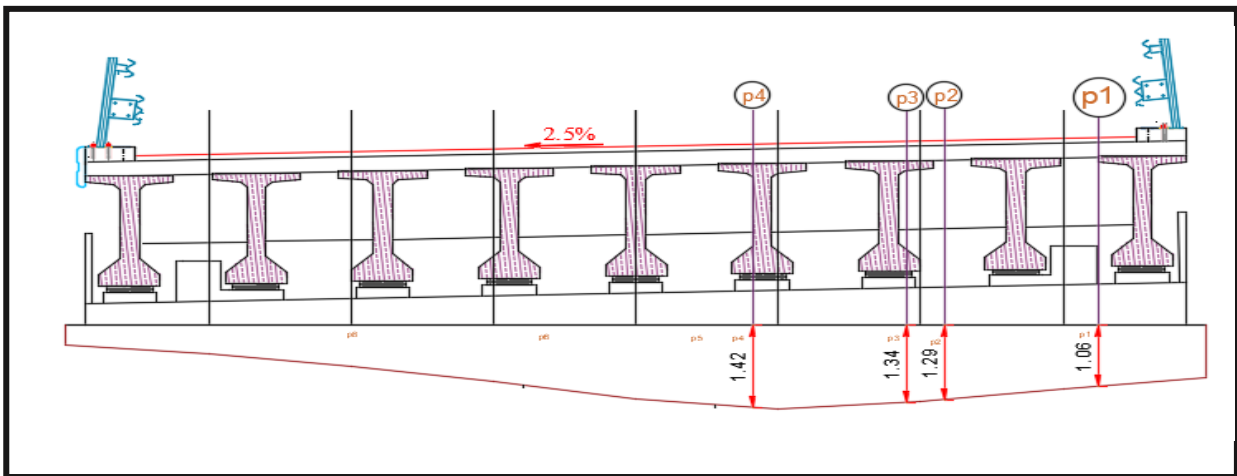


Figure VI.9 Ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bc pour 2 voies

03- Cas : trois voies ( $L=9m$ ) pour la première poutre

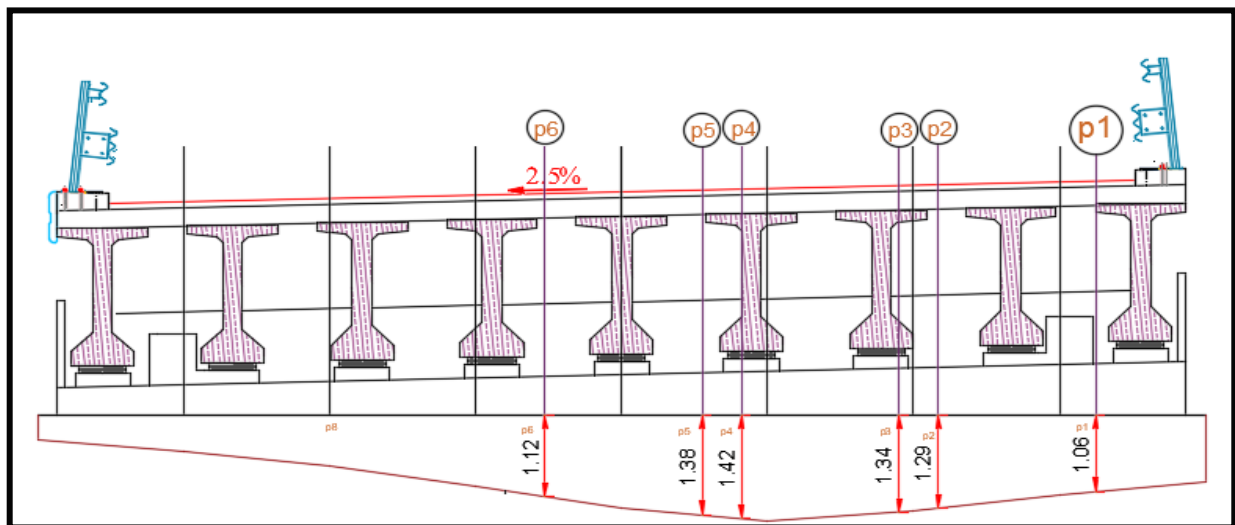


Figure VI.10 Ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bc pour 3 voies

04- Cas : quatre voies (L=12m) pour la première poutre

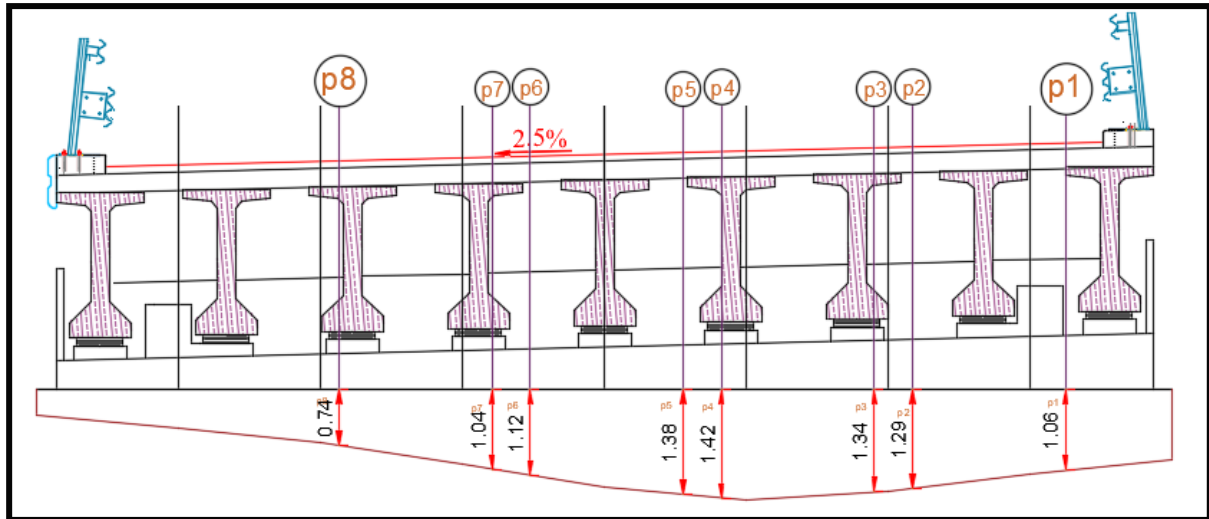


Figure VI.11 Ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bc pour 4 voies

**Tableau VI.11 valeur de  $K_\alpha$  pour le premier cas :**

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kamoy.p1	Kamoy.p2	Kamoy.p3	Kamoy.p3
$K_1$	1.06	1.59	2.2	2.73	1.175	1.61	1.975	2.235
$K_2$	1.29	1.63	1.75	1.74				

**Tableau VI.12 valeur de  $K_\alpha$  pour le deuxième cas :**

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kamoy.p1	Kamoy.p2	Kamoy.p3	Kamoy.p3
$K_1$	1.06	1.59	2.2	2.73	1.2775	1.535	1.6675	1.725
$K_2$	1.29	1.63	1.75	1.74				
$K_3$	1.34	1.61	1.62	1.53				
$K_4$	1.42	1.31	1.1	0.9				

**Tableau VI.13 valeur de  $K_\alpha$  pour le troisième cas :**

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kamoy.p1	Kamoy.p2	Kamoy.p3	Kamoy.p3
$K_1$	1.06	1.59	2.2	2.73	1.2683	1.3683	1.380	1.3567
$K_2$	1.29	1.63	1.75	1.74				
$K_3$	1.34	1.61	1.62	1.53				
$K_4$	1.42	1.31	1.1	0.9				
$K_5$	1.38	1.22	0.99	0.79				
$K_6$	1.12	0.85	0.62	0.45				

Tableau VI.14 valeur de  $K_\alpha$  pour le quatrième cas :

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	$K_{\alpha moy.p1}$	$K_{\alpha moy.p2}$	$K_{\alpha moy.p3}$	$K_{\alpha moy.p4}$
$K_1$	1.06	1.59	2.2	2.73	1.1737	1.1850	1.1462	1.0937
$K_2$	1.29	1.63	1.75	1.74				
$K_3$	1.34	1.61	1.62	1.53				
$K_4$	1.42	1.31	1.1	0.9				
$K_5$	1.38	1.22	0.99	0.79				
$K_6$	1.12	0.85	0.62	0.45				
$K_7$	1.04	0.77	0.55	0.39				
$K_8$	0.74	0.50	0.34	0.22				

- **Surcharge Bt :**

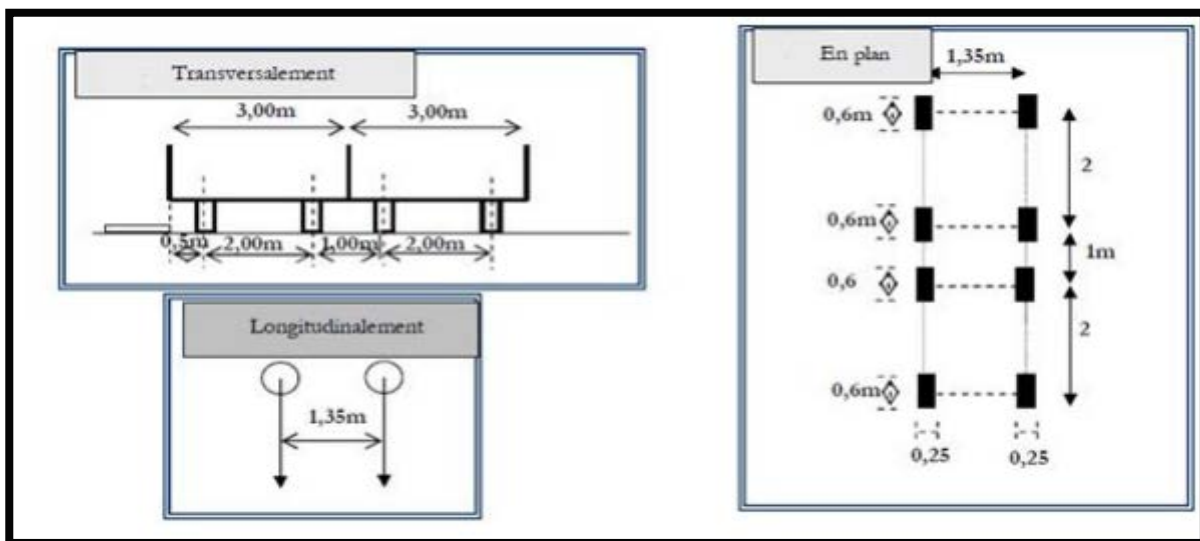


Figure VI.12 Disposition transversale de la surcharge Bt

01-Cas : 1tandem pour la première poutre

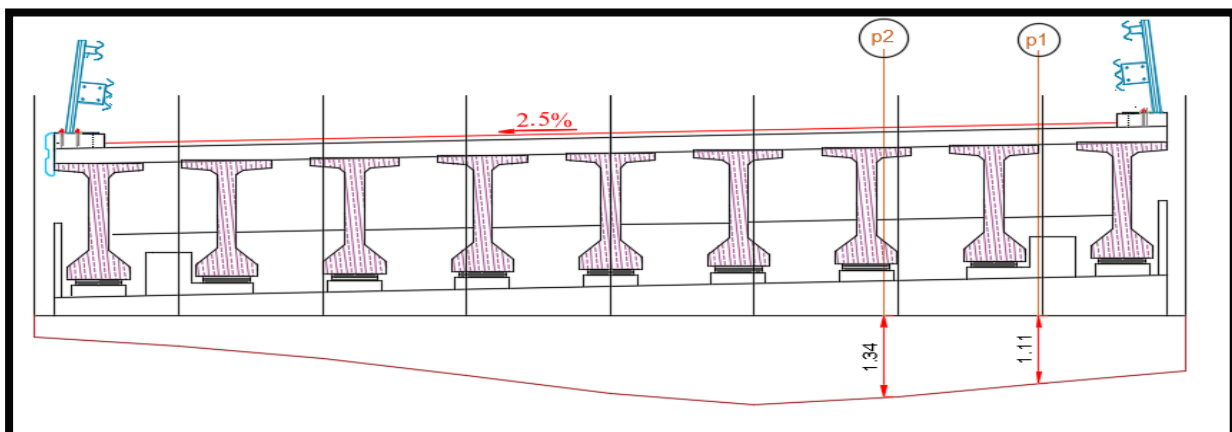


Figure VI.13 Ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bt pour un tandem

01- Cas : 2 tandems pour la première poutre

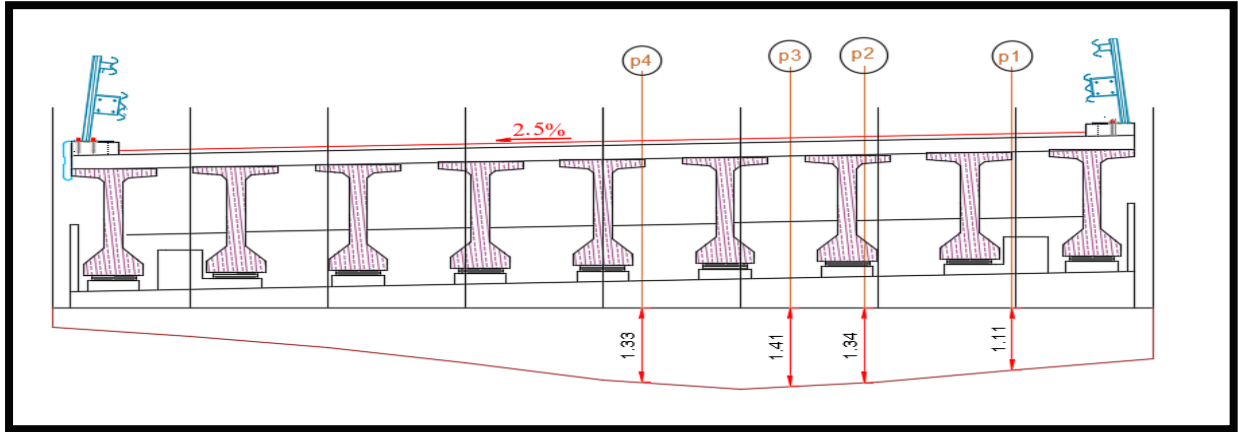


Figure VI.14 ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge Bt pour deux tandems

**Tableau VI.15** valeur de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sous charge Bt pour le cas un tandem :

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kamoy.p1	Kamoy.p2	Kamoy.p3	Kamoy.p3
$K_1$	1.11	1.613	2.12	2.44	1.225	1.6095	1.87	1.985
$K_2$	1.34	1.606	1.62	1.53				

**Tableau VI.16** valeur de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sous charge Bt pour le cas deux tandem :

Valeur de k	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kamoy.p1	Kamoy.p2	Kamoy.p3	Kamoy.p3
$K_1$	1.11	1.613	2.12	2.44	1.2925	1.4522	1.4925	1.465
$K_2$	1.34	1.606	1.62	1.53				
$K_3$	1.41	1.47	1.35	1.2				
$K_4$	1.31	1.12	0.88	0.69				

**Surcharge Mc1**

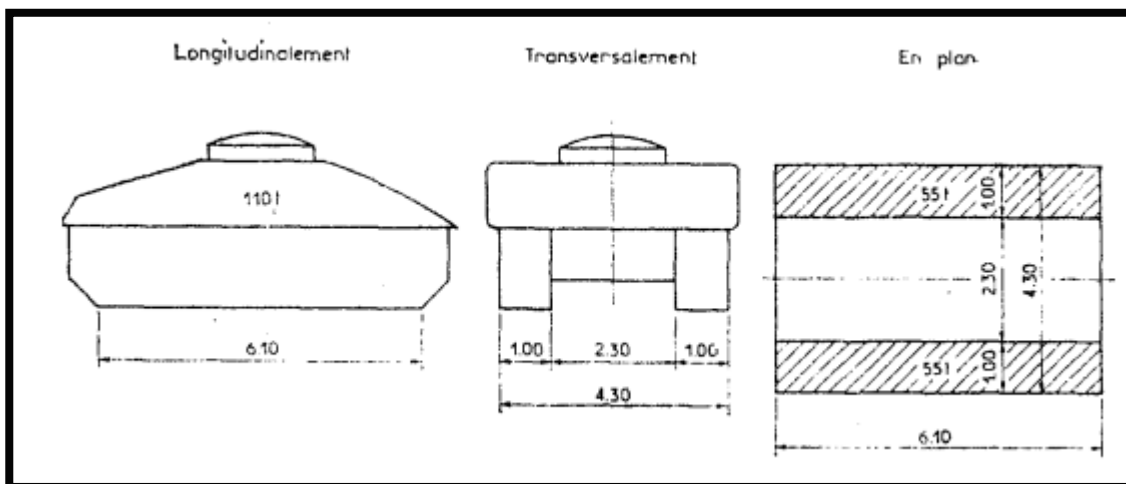


Figure VI.15 Disposition transversale de la surcharge Mc120

- On fixe la largeur entre les deux zones d'impact de  $L = 2.3\text{m}$
- En suite en calcule la surface de la zone d'impact dans de la diagramme ligne d'influence.

01- Cas : Poutre 01 sous charge  $M_{c120}$

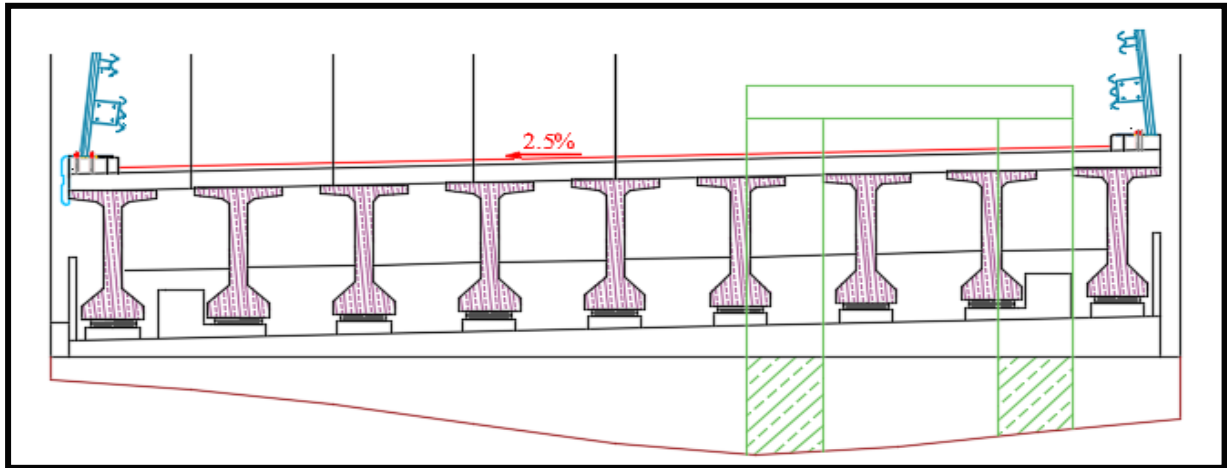


Figure VI.16 ligne d'influence de la 1ere poutre sous la charge  $M_{c120}$

02- Cas : Poutre 02 sous charge  $M_{c120}$  :

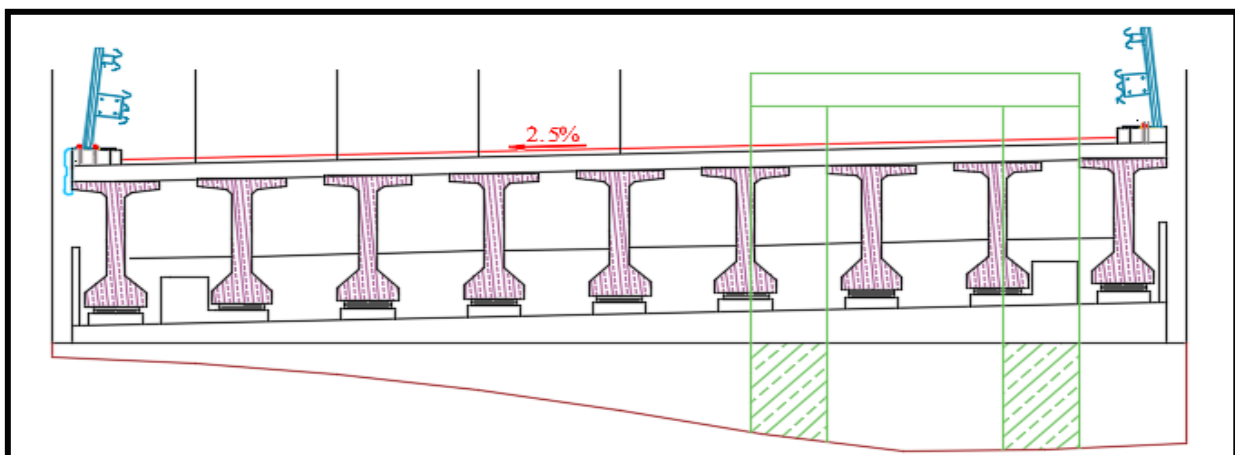


Figure VI.17 Ligne d'influence de la 2eme poutre sous la charge  $M_{c120}$

03- Cas : Poutre 03 sous charge  $M_{c120}$

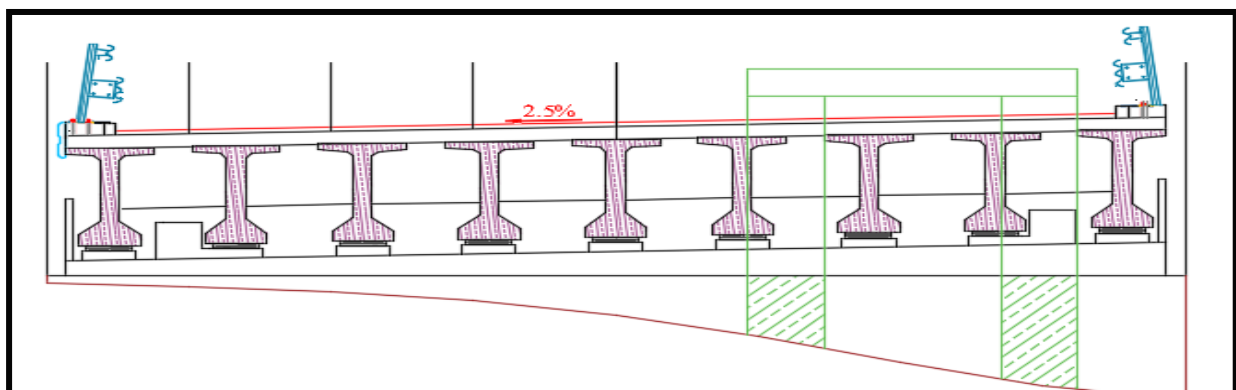


Figure VI.18 Liane d'influence de la 3eme poutre sous la charae  $M_{c120}$

04-Poutre 04 sous charge Mc120

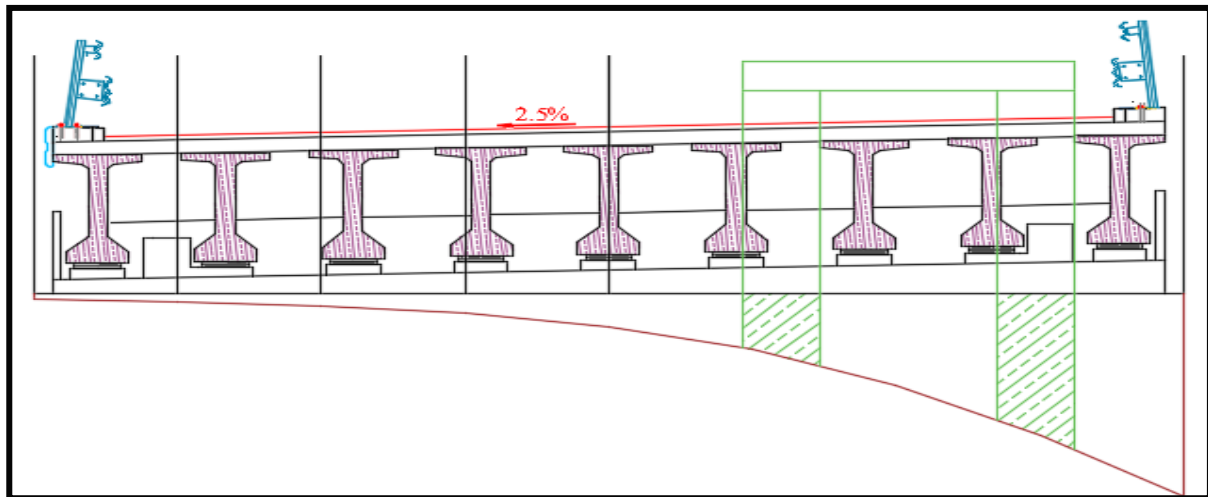


Figure VI.19 lignes d'influence de la 4eme poutre sous la surcharge Mc120

**Tableau VI.17 valeurs de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sous charge Mc120 :**

Poutres	Surface	Largeur	Kamoy
Poutre 01	2,538	3.2	1,103
Poutre 02	3,0255	3.2	1,315
Poutre 03	3,3798	3.2	1,469
Poutre 04	3,5643	3.2	1,549

- **Surcharge D240**

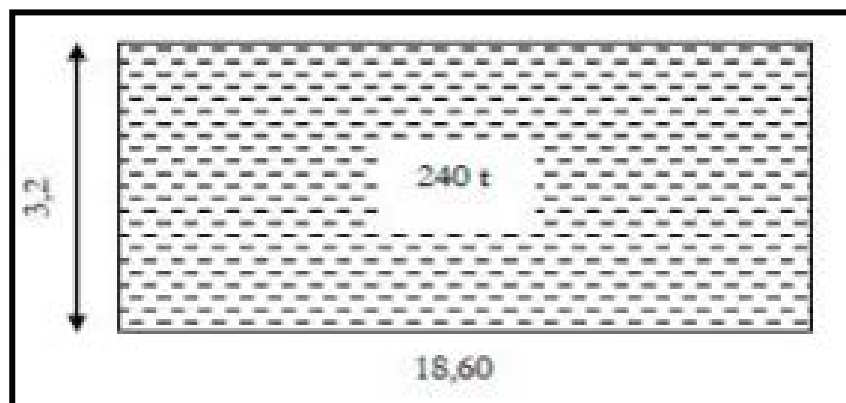


Figure VI.20 Disposition transversale de la surcharge D240

01- Cas : Poutre 01 sous charge D240

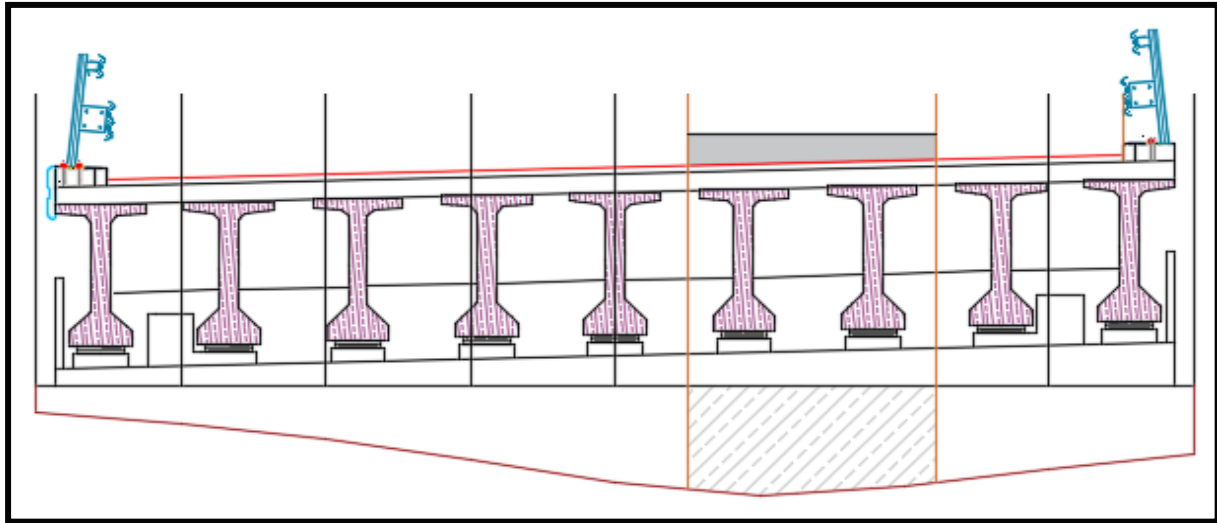


Figure VI.21 ligne d'influence de la 1ere poutre sous la surcharge D240

02- Cas : Poutre 02 sous charge D240

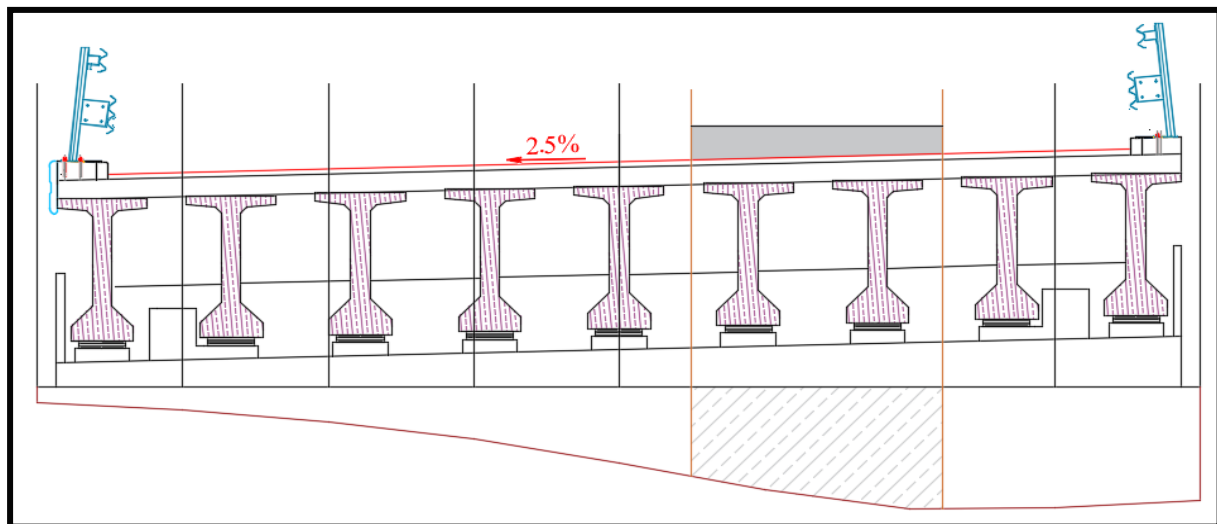


Figure VI.22 ligne d'influence de la 2eme poutre sous la surcharge D240

Cas : Poutre 03 sous charge D24

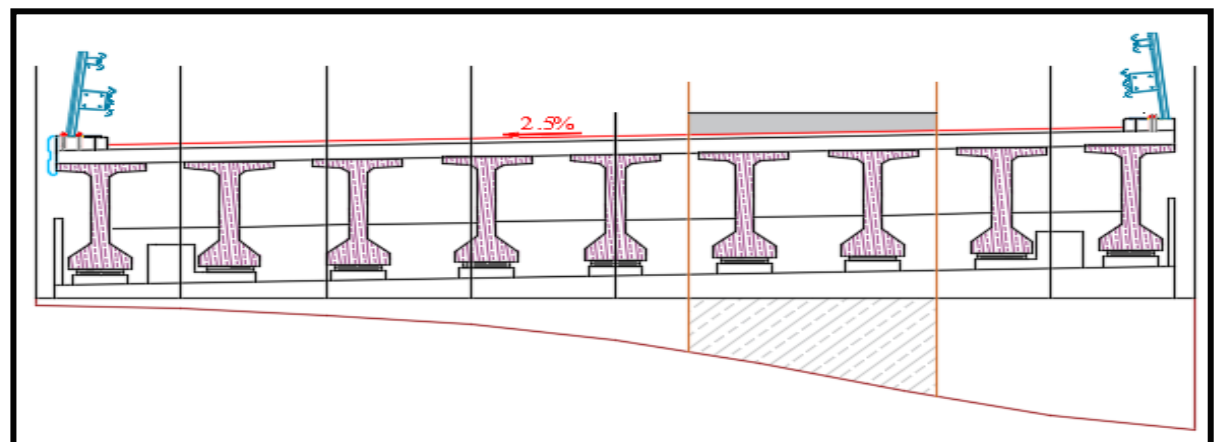


Figure VI.23 ligne d'influence de la 3eme poutre sous la surcharge D240

04-Cas : Poutre 04 sous charge D240

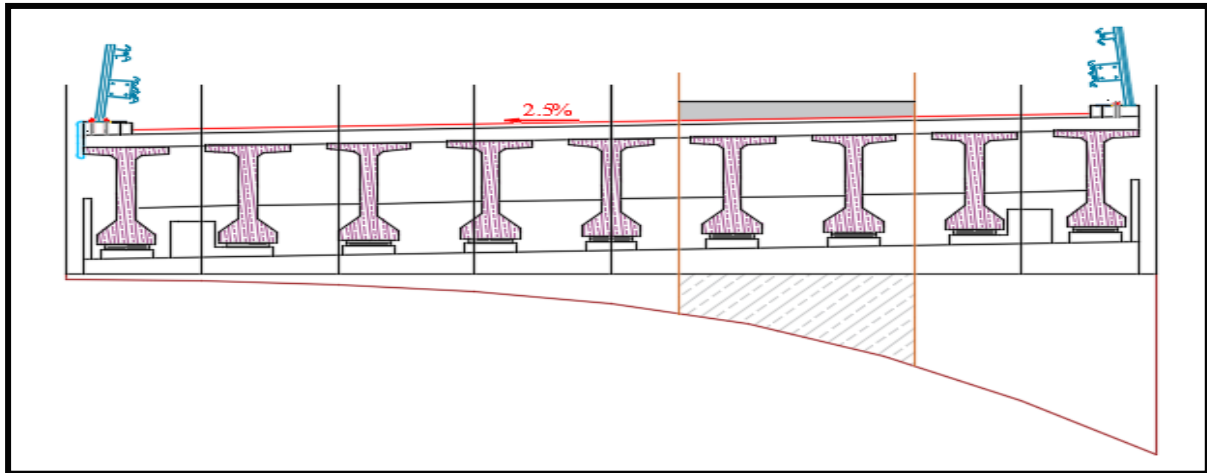


Figure VI.24 ligne d'influence de la 3eme poutre sous la surcharge D24

**Tableau VI.18 valeur de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sous charge D240 :**

Poutres	Surface	Largeur	Kamoy
Poutre 01	4,4257	3.2	1,383
Poutre 02	4,6668	3.2	1,458
Poutre 03	4,343	3.2	1,357
Poutre 04	3,8895	3.2	1,215

**VI.3.3 Valeur des moments fléchissent réel dus aux surcharges  $X = 0.5L$**

- $M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0$
- $M_0$  : moment fléchissent moyen des surcharges de chaque de poutre.

**Tableau VI.19 récapitulatif de répartition de moment transversalement a  $x=0.5L$  pour la surcharge G et AL**

Désignation	$M_0$	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04		
		Kamoy	$M_{réel}$ Kn.m	Kamoy	$M_{réel}$ Kn.m	Kamoy	$M_{réel}$ Kn.m	Kamoy	$M_{réel}$ Kn.m	
<b>G</b>	7266	1	7266	1	7266	1	7266	1	7266	
<b>AL</b>	1v	717.33	1.385	993.5	1.3	932.53	1.106	793.37	0.923	662.09
	2v	1434.67	1.216	1744.5	1.034	1483.4	0.831	1192.21	0.659	945.45
	3v	1936	1.146	2218.7	0.893	1728.8	0.886	1715.3	0.746	1444.3
	4v	2152	1.069	2300.5	1.021	2197.2	0.948	2040.1	0.868	1867.9

**Tableau VI.20 récapitulatif de répartition de moment transversalement a  $x=0.5L$  pour la surcharge B :**

Désignation		M <sub>0</sub>		Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04	
		Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m
B	Bc	1v	626.93	1.170	733.50	1.610	1009.3	1.975	1238.19	2.235	1401.19
		2v	1157.02	1.278	1478.09	1.535	1776.02	1.668	1929.33	1.725	1995.86
		3v	1504.53	1.268	1907.74	1.368	2058.20	1.380	2076.25	1.360	2046.16
		4v	1692.49	1.173	1986.47	1.185	2005.60	1.146	1939.59	1.094	1851.58
	Bt	1t	40.17	1.225	49.208	1.609	64.63	1.870	75.12	1.985	79.7374
		2t	722.36	1.292	933.65	1.453	1049.59	1.493	1078.48	1.465	1058.26

**Tableau VI.21 récapitulatif de répartition de moment transversalement a  $x=0.5L$  pour les convois :**

Désignation		M <sub>0</sub>		Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04	
		Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m	Kαmoy	M <sub>réel</sub> Kn.m
Convoi	Mc120	1193.38	1,103	1316.30	1,315	1569.30	1,469	1753.08	1,549	1848.55	
	D240	2046.67	1,383	2830.54	1,458	2984.04	1,357	2777.33	1,2154	2487.52	

### VI.3.4 Déterminer la poutre la plus sollicitée

Afin de trouver la poutre la plus sollicitée on utilisera les combinaisons de charges dès les deux états ultimes ELS ET ELU. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

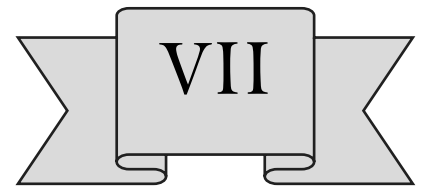
**Tableau VI.22 combinaison de charge ELS ET ELU :**

Combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	G+1.2AL	9566.488	9902.630	9714.1152	9507.523
	G+1.2Bc	9649.771	9735.836	9757.502	9721.392
	G+1.2Bt	8386.380	8525.507	9390.813	8535.908
	G+Mc120	8582.298	8835.294	9520.485	9114.545
	G+D240	10096.54	<b>10250.0449</b>	10043.33	9753.52
ELU	1.35G+1.6AL	13489.880	13324.607	13489.88	12797.797
	1.35G+1.6Bc	11795.575	13102.215	13131.102	13082.957
	1.35G+1.6Bt	11302.941	11488.443	12987.4608	11502.311
	1.35G+1.35Mc120	11586.102	11927.648	11302.9405	12304.6366
	1.35G+1.35D240	13630.3352	<b>13837.561</b>	13630.3352	13167.2557

Selon le tableau V.22 on déduit que la poutre 02 est la plus

### VI.4 Résumé

Suit aux calculs précédents il apparaît que la combinaison la plus critique résulte de l'application de 1.35G+1.35D240 la deuxième poutre.



CHAPITRE IV  
VERIFICATION  
PAR  
MODELISATION

---

## VII.1 Introduction :

Créer un modèle pour une structure implique de la conceptualiser en utilisant un ensemble d'éléments adéquats, permettant ainsi d'explorer son comportement avec une précision adéquate tout en maintenant un niveau de calcul raisonnable.

## VII.2 Modélisation d'un ouvrage :

Notre ouvrage est un pont isostatique avec 6 travées indépendante de même longueur pour cela on étudiera une seule travée constituée de 9 poutres avec une dalle de 25cm d'épaisseur.

### VII.2.1 Modélisation des éléments de l'ouvrage :

#### VII.2.1.1 Modélisation de la poutre et de l'hourdis

- Etape 01 : on dessine les lignes de construction.

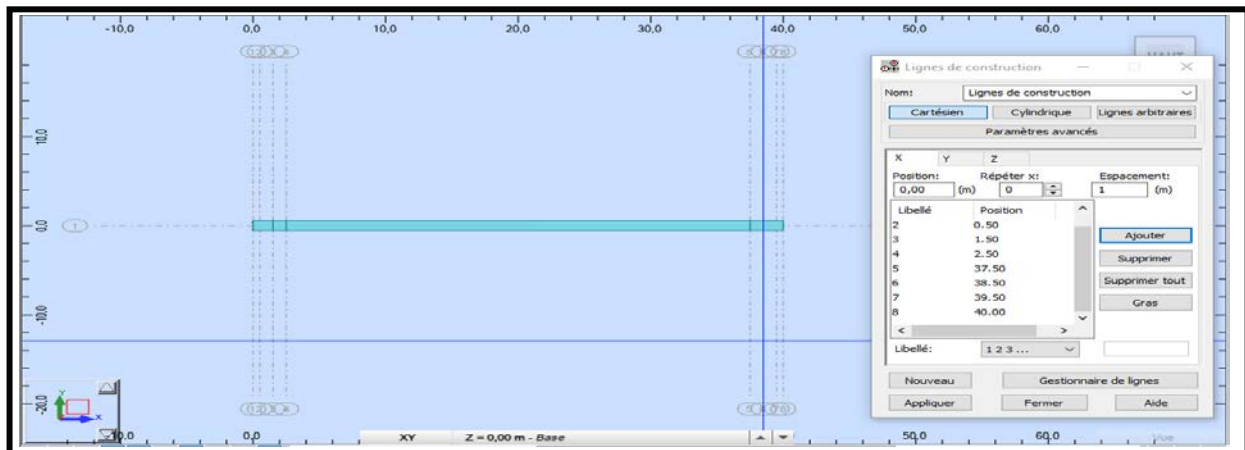


Figure VII.1 Lignes de construction

- Etape 02 : avec l'option " Barre " décompose notre barre sur 3 afin d'affecter les sections de la poutre (section d'about, section intermédiaire, section mi-travée).

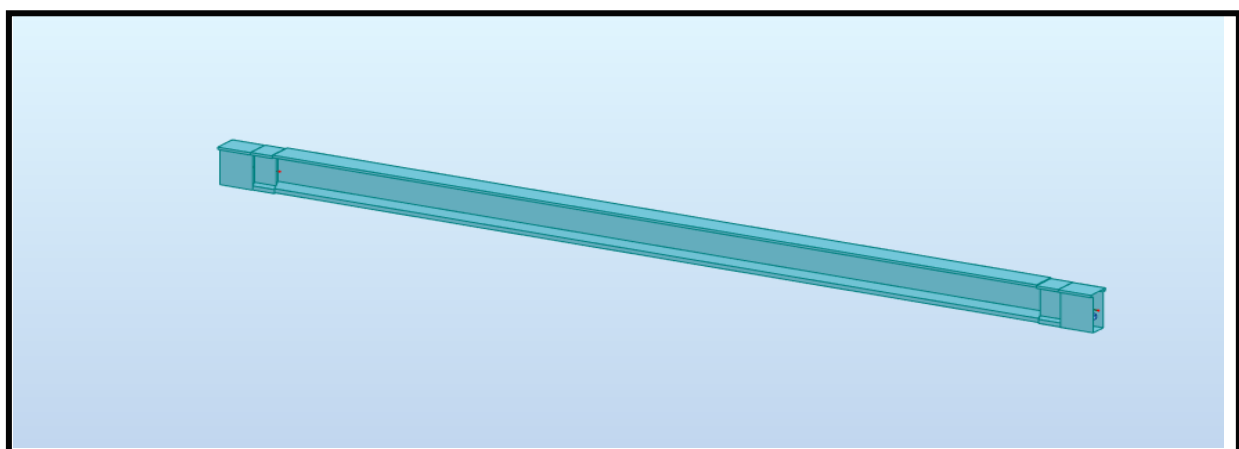


Figure VII.2 Modélisation de la poutre avec ces 5 partes

- Etape 03 : avec l'option " panneau " on modélise la dalle

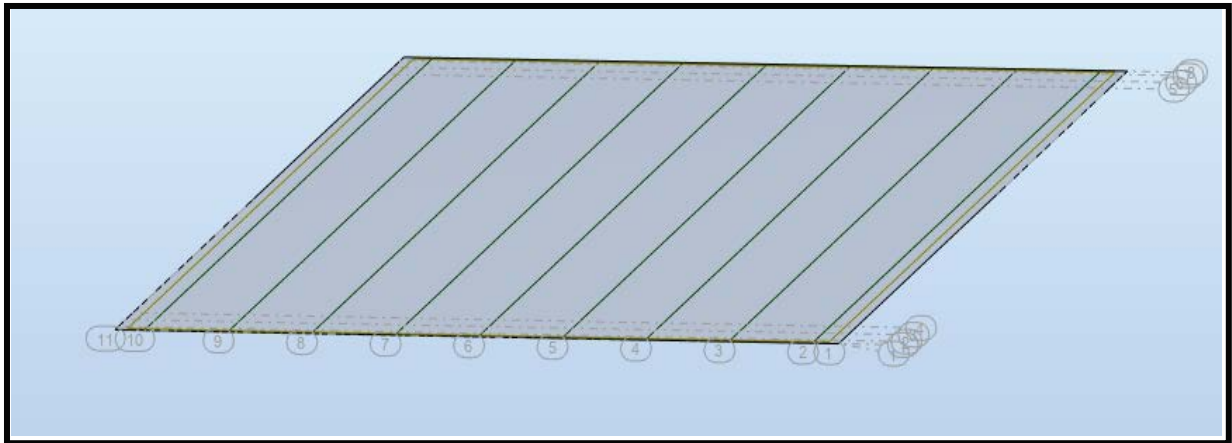


Figure VII.3 Modélisation de l'hourdis

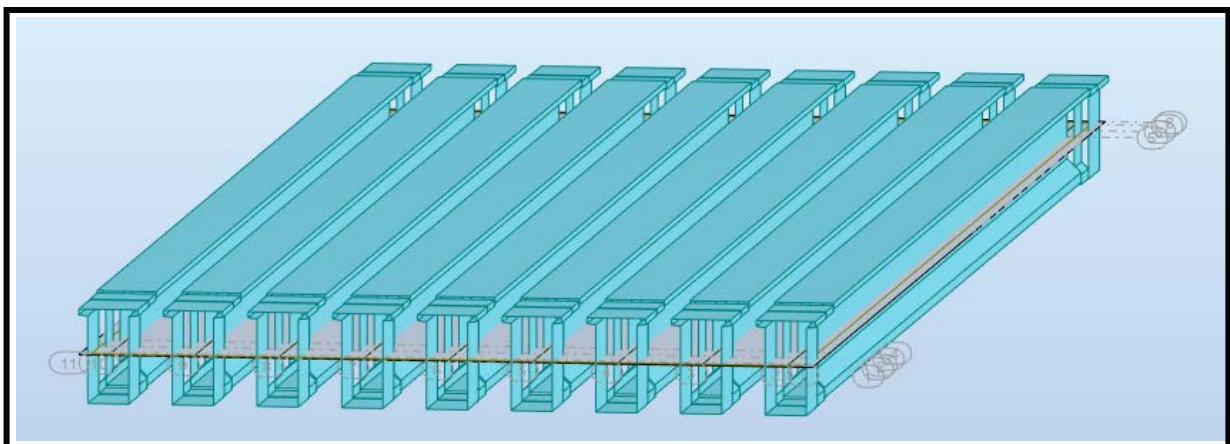


Figure VII.4 Modèle finale de la poutre avec l'hourdis

### VII.2.1.2 Les appuis

Afin de garantir une bonne stabilité pour l'ouvrage, on utilisera deux types d'appuis

- Appuis double.
- Appui simple.

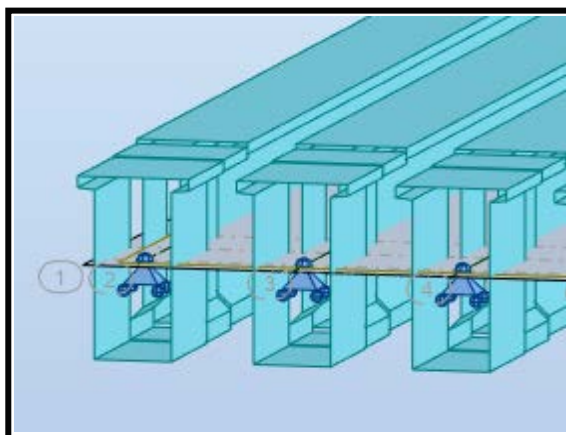


Figure VII.5 Modélisation de l'appui simple

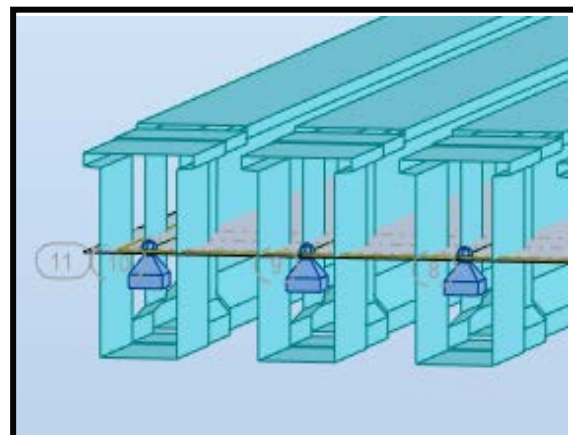


Figure VII.6 Modélisation de l'appui double

## VII.3 Définition de charges :

### VII.1 Tableau définition des charges permanentes G :

Type	Nom	Description
G	PP	Poids propre de la poutre
	Dalle	Poids propre du béton de la poutre
	Corniche	Poids des corniches et bordures
	Revêtement	Poids propre de couche de roulement
	Glissière de sécurité	Poids des barrières de sécurité

### VII.2 Tableau définition des charges températures :

Type	Nom	Description
Charge de températures	$T$	La variation de températures
	$\Delta\theta$	Gradient thermique

### VII.3 Tableau définition des charges d'exploitation statiques et mobiles :

Type	Nom	Description
Charge d'exploitation statique	AL	Charge statique du trafic
Charge d'exploitation mobile	$B_C$	Charge mobile du camion
	$B_T$	Charge mobile tandam
	Mc120	Charge mobile militaire
	D240	Charge exceptionnelle

## VII.4 Combinaison des charges :

Il est nécessaire de fusionner les diverses forces agissant sur la structure afin de déterminer les contraintes associées aux différents états limites à prendre en compte. Ces combinaisons d'actions représentent différentes répartitions des charges appliquées sur la structure en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leurs valeurs maximales possibles.

Il existe deux états limites d'après RPOA 2008 :

- Etat limite de service :
  - ELS rares.
  - ELS fréquents.
  - ELS quasi permanentes.
- Etat limite ultime :
  - ELU fondamentaux.
  - ELU accidentels.
  - ELU sismiques.

### VII.4.1 Combinaison de charge ELS :

#### VII.4 Tableau des combinaisons de charges ELS-rare

Etats	Type de combinaison	Formule
ELS	Rare	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2AL4 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bc1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bc2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bc3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bc4 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bt1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + 1.2Bt2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

A l'ELS on utilisera seulement ELS rare car :

- ELS quasi permanentes : on ne peut dimensionner notre ouvrage pour qu'aucun usager l'utilisera (cas plus favorable).
- ELS fréquents : la combinaison de ce cas on la retrouve dans le cas rare mais plus défavorable.

$$G_{max} + G_{min} + 0.6Q_r + 0.6T + 0.5\Delta\theta < G_{max} + G_{min} + Q_r + 0.6T + 0.5\Delta$$

**VII.4.2 Combinaison de charge ELS :****VII.5 Tableau des combinaisons de charges ELU-fondamentale**

Etats	Type de combinaison	Formule
ELU	Fondamentale	$1.35G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6AL4 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bc1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bc2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bc3 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bc4 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bt1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.6Bt2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
		$1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$

A l'ELU on utilisera seulement ELU fondamentale car :

- L'ELU accidentelle sous effet de séisme il sera calcul dans le chapitre étude sismique.
- Il n'existe par une route ou une voie ferrée sous notre ouvrage pour qu'il y'aura un véhicule qui peut percuter notre ouvrage.

**VII.5 Résultats :**

Les résultats essentiels pour la continuation de l'étude sont exposés dans les illustrations suivantes :

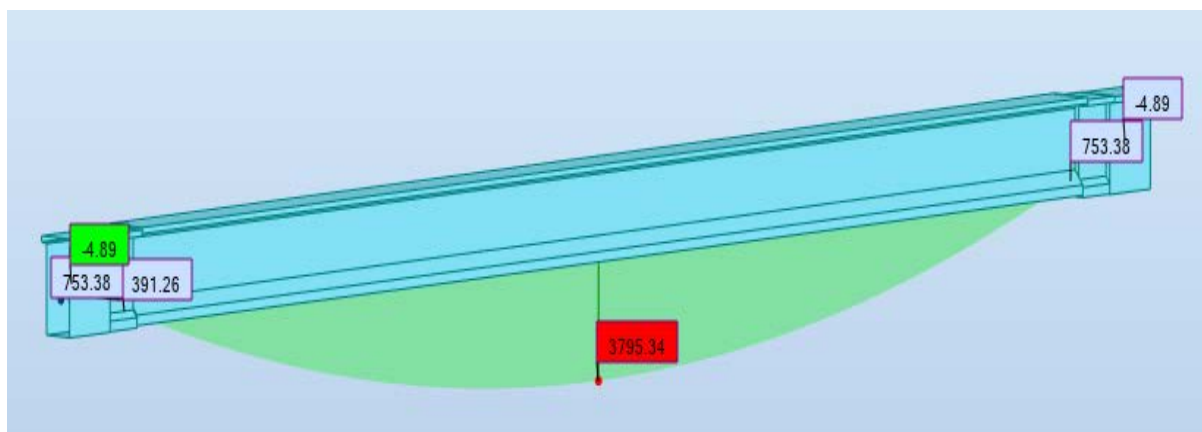


Figure VI.7 Moment de poids propre de la poutre

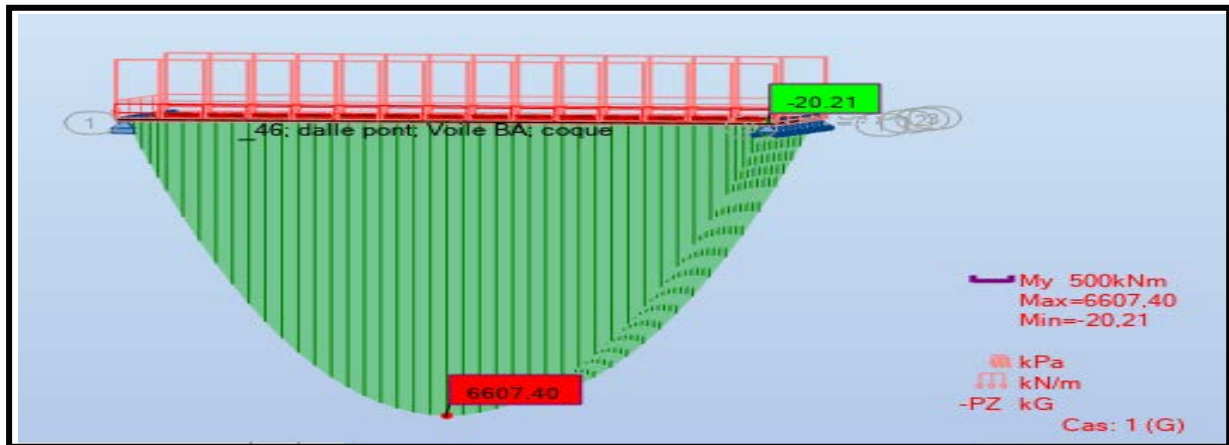


Figure VI.8 Moment de G (poids propre + charge permanente complémentaires)

- **Moment ELS Max :**

Moment ELS Max est obtenu par la combinaison :  $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

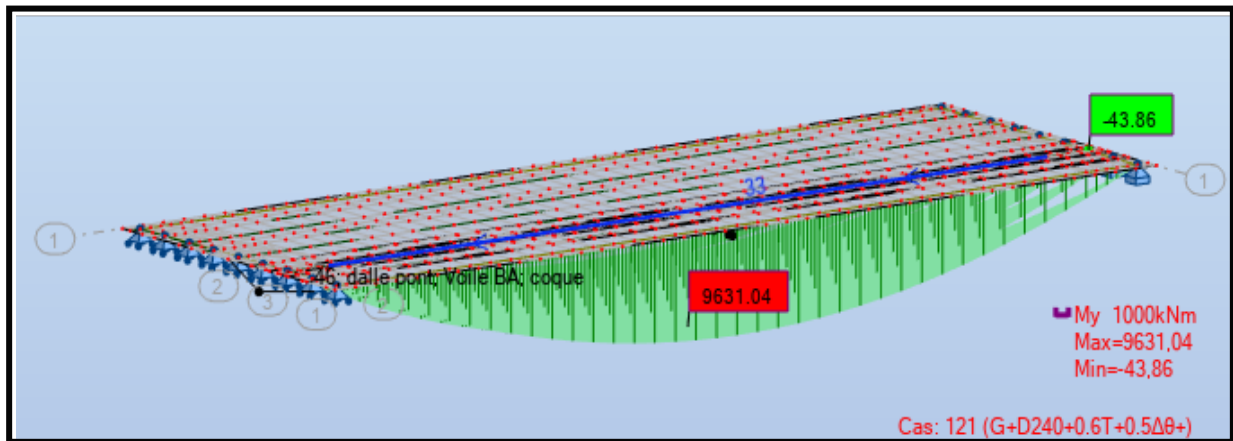


Figure VI.9 Moment à l'ELS Max

- **Moment ELS Min :**

Moment ELS Max est obtenu p

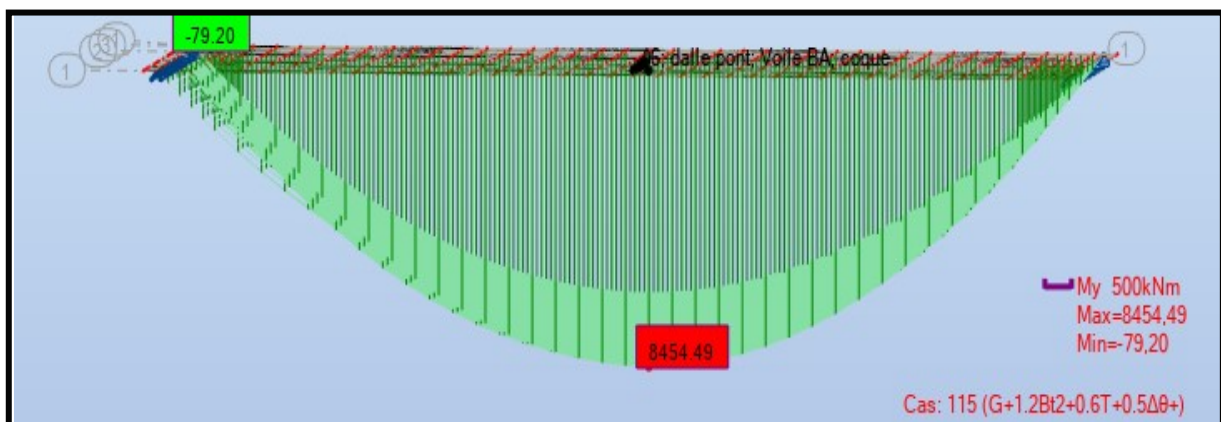


Figure VI.10 Moment à l'ELS min

- **Effort tranchant de l'ELS Max :**

Effort tranchant ELS Max est obtenu par la combinaison :  $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

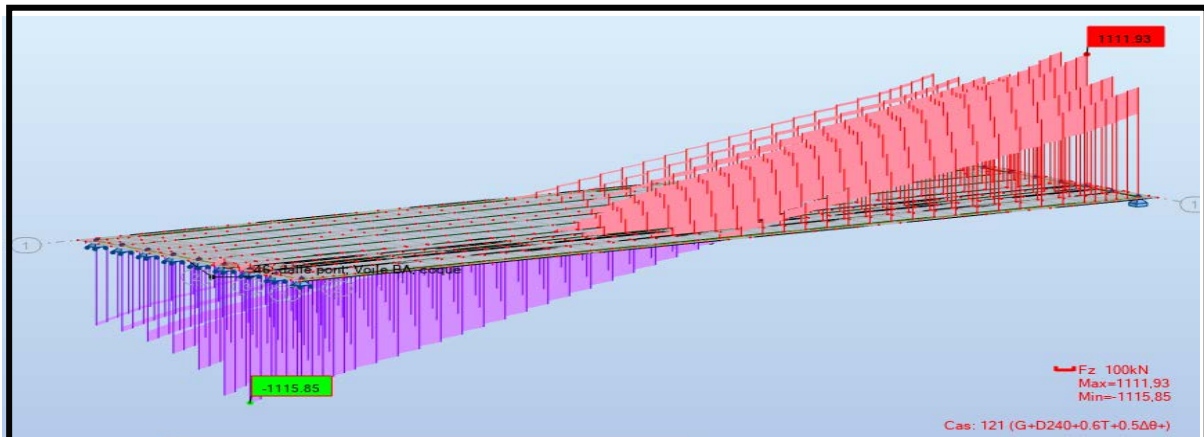


Figure VI.11 Effort tranchant à l'ELS Max

- **Moment ELU Max :**

Moment ELU Max est obtenu par la combinaison:  $1.35G + 1.35D240 + 0.9T +$

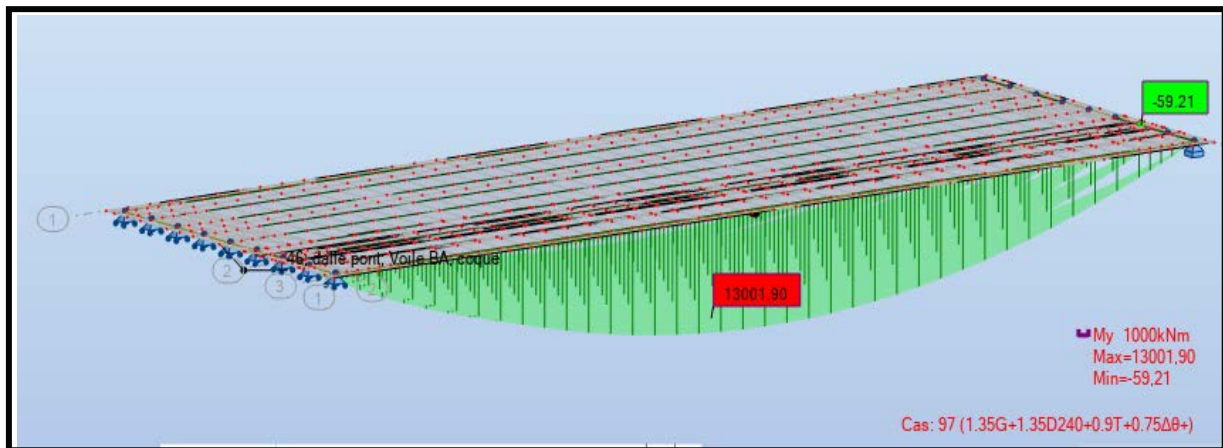


Figure VI.12 Moment à l'ELU Max

$0.5\Delta\theta$

- **Moment a ELU Min :**

Moment ELU Max est obtenu par la combinaison :  $1.35G + 1.6Bt2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$

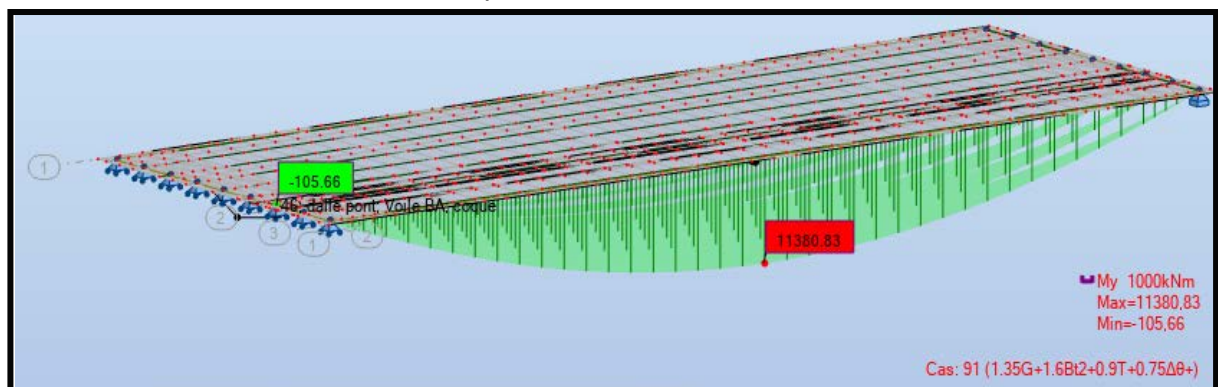
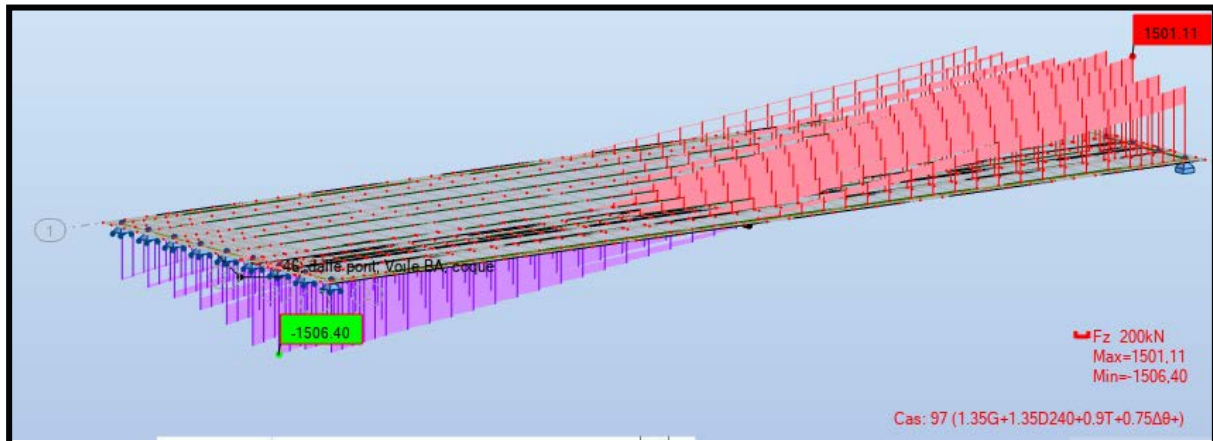


Figure VI.13 Moment à l'ELU min

**- Effort tranchant de l'ELU Max :**

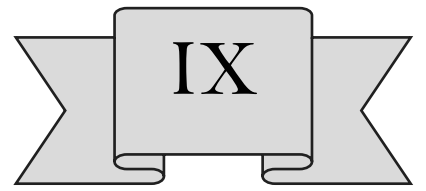
Effort tranchant de l'ELU Max est obtenu par la combinaison



*Figure VI.14 Effort tranchant à l'ELU max*

**VI.6 Résumé :**

A la conclusion de ce chapitre, nous avons réussi à identifier les sollicitations appliquées à notre structure en utilisant le logiciel ROBOT pour la modélisation, simulation et le calcul des efforts.



CHAPITRE IX  
ETUDE DE LA  
PRECONTRAINTE

---

**IX.1 Introduction :**

La qualité principale du béton réside dans sa résistance élevée dans sa résistance élevée a la traction rend nécessaire l'exploitation de sa résistance, ce qui est l'objectif fondamental de la précontrainte. Pour équilibrer les contraintes en éliminant celles de traction, deux paramètres clés sont ajustés : la valeur de la précontrainte P, notée P et l'excentricité e0, définie comme la distance entre le centre de gravité de la section étudiée et le point où passe la résultante des forces de précontrainte.

Deux méthodes de précontrainte sont couramment utilisées :

- Post-tension : Cette technique, mise en œuvre sur le chantier, consiste à tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide d'ancrages. Elle est privilégiée pour les portées d'environ 30 à 50 mètres.
- Pré-tension : Réalisée en usine, cette méthode implique de tendre les câbles avant le coulage du béton. Elle est largement utilisée dans l'industrie du béton précontraint et est adaptée pour des portées n'excédant pas 35 mètres.

**IX.2 Données de calcul :**

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

Hp	Ht	L	Lportée	Npoutres	Edalle	Enrobage	λ	LTC	bABOUT
1.9m	2.15m	40m	39m	9	0.25m	0.8	1.65	1.15m	0.8m

**Tableau IX.2 : Caractéristiques des câbles 13T15s**

Type de toron	Nombre de toron	Ap 1 toron m <sup>2</sup>	Ap M <sup>2</sup>	Fprg MPa	Fp0 KN	Fpeg MPa	D gaine m
13T15s	13	0.00015	0.00195	1860	221.4	1674	0.08
F Rd <sup>-1</sup>	Φ M <sup>-1</sup>	g (m)	μ0	ρ1000h	Eρ MPa	Fe MPa	σs MPa
0.18	0.002	0.003	0.43	2.5%	195000	500	434.78

**IX.2 Données de calcul :**

B : l'aire de la section.

θ' et θ : distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité.

ρ : le rendement géométrique  $\rho = \frac{I}{B \times \theta' \times \theta}$

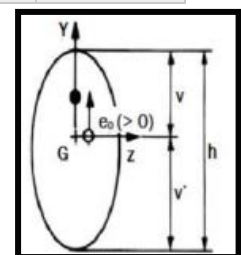


Figure IX.1 Schema descriptif

Tableau IX.3 : Caractéristiques de la poutre

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seulement	Poutre avec dalle	Poutre seulement	Poutre avec dalle
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1.566	1.978	0.8	1.207
<b>ϑ' (m)</b>	0.976	1.194	0.917	1.296
<b>ϑ (m)</b>	0.924	0.956	0.983	0.854
<b>I<sub>g</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.492	0.853	0.357	0.693
<b>ρ</b>	0.348	0.377	0.495	0.518

Le calcul est réalisé selon la classe II :

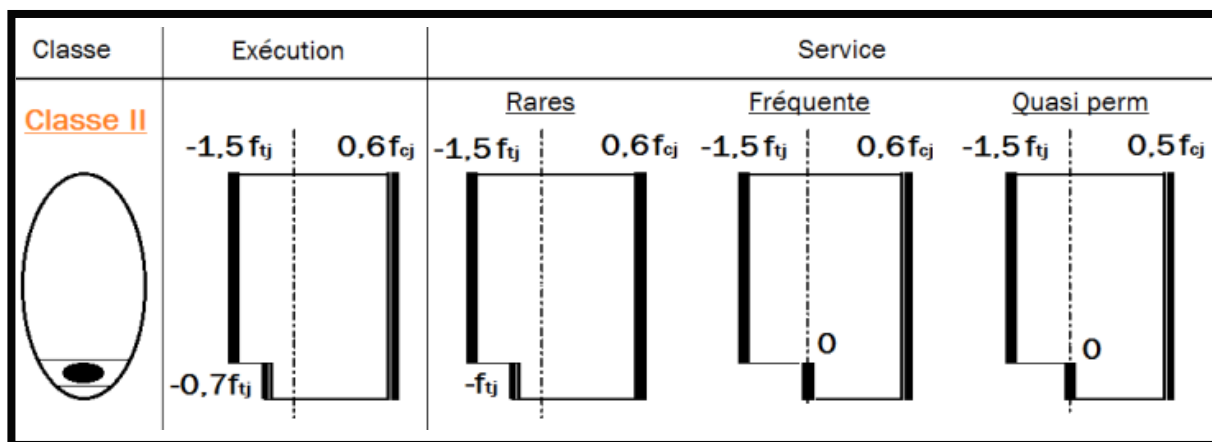


Figure IXI.2 : Classe de calcul selon BAEL

Tableau IX.4 : Caractéristiques du béton

F <sub>c28</sub>	F <sub>t28</sub>	σ <sub>be</sub>	σ <sub>bt</sub>
<b>35 MPa</b>	2.7 MPa	21 MPa	-4.05MPa

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bt} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPa}$

Tableau IX.5 : Résultat logiciel

M <sub>GP</sub> (MN.m)	M <sub>M</sub> (MN.m)	M <sub>m</sub> (MN.m)	V <sub>M</sub> (MN)	V <sub>m</sub> (MN)
<b>3.8</b>	9.63	6.34	1,11193	0,6733

### IX.3 Dimensionnement de la précontrainte :

#### IX.3.1 : Valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte en service

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

- Section sous critique :  $PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{\vartheta'} \times \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{\vartheta} \times \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$
- Section sur critique :  $PII = \frac{M_M + \frac{I}{\vartheta'} \times \overline{\sigma_{bt2}}}{\vartheta' + \rho \times \vartheta - d'}$

Tel que :

- $\vartheta$  et  $\vartheta'$  : distance de son centre de gravité aux fibres extrêmes /  $\vartheta + \vartheta' = h$ .
- $I$  : l'inertie.
- $\rho$  : son rendement géométrique.
- $M_g$  : Moment de poids propre
- $M'_g$  : Moment du aux charges permanentes additionnelles.
- $M_q$  : Moment généré par les actions variables de toutes natures.
- $\overline{\sigma_{bt1}}$  et  $\overline{\sigma_{bt2}}$  : Contraintes limites de traction.
- $\overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28}$

En fonction du cas de charge envisagé, la valeur de M peut varier entre :

- $M_m = M_g + M_{g'} + M_{mq} \leftrightarrow$  Pour une valeur minimale.
- $M_M = M_g + M_{g'} + M_{Mq} \leftrightarrow$  Pour une valeur maximale.

Nous posons :  $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq} = 3.29MN.m$

**Tableau IX.6 : Détermination de Pmin**

Détermination de P <sub>min</sub>	
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2.7MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-4.05MPa
<b>d'</b>	0.215m
<b>PI</b>	-0.95MN
<b>PII</b>	5.37MN
<b>P<sub>MIN</sub></b>	5.37MN

#### IX.3.2 : Détermination de nombre de câble

La relation suivante détermine me nombre de câble :

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

- **N** : Nombre de câble.
- **P0** : Effet de précontrainte limitée qu'un câble de 13t15s peut créer.
- $\Delta P_0$  : Est la perte initiale de l'ordre 20-30% : on prend  $\Delta P_0 = 25\%$ .

$$P_0 = \min [(0.5 \times f_{prg} \times A_p); (0.9 \times f_{peg} \times A_p)]$$

**Tableau IX.7 : Détermination nombre de câble**

$\Delta P_0$	25%
$T_0$	1488
$P_0$	2.87
$N \geq$	2.5
<b>Nombre de câble = 3 câbles 13T15s</b>	

**IX.3.3 : Pré-vérification de la précontrainte :**

La vérification se fait sur 4 phases.

**Tableau IX.8 : Caractéristique de chaque phase de vérification des contraintes.**

Première phase : après 7 jours		Deuxième phase : après 28 jours	
$f_{c28}$	23.2 MPa	$f_{c28}$	35MPa
$f_{t28}$	1.99 MPa	$f_{t28}$	2.7MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.39 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2.89 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	13.92 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21MPa
$\Delta P_0$	10%	$\Delta P_0$	10%
<b>N câble</b>	3	<b>N câble</b>	3
Troisième phase : après coulage dalle		Quatrième phase	
$f_{c28}$	35MPa	$f_{c28}$	35MPa
$f_{t28}$	2.7MPa	$f_{t28}$	2.7MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.7MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21MPa
$\Delta P_0$	15%	$\Delta P_0$	25%
<b>N câble</b>	3	<b>N câble</b>	3

Ps : les caractéristiques géométriques à considérer sont celles de la poutre a mi-travée.

**Tableau IX.9 : Résultats de vérifications de contraintes.**

Phase	E(m)	M(Mn.m)	P(MN.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	obs
Phase 01	0.727	3.8	3.87	7.55	2.30	C.V
Phase 02	0.727	3.8	7.75	4.63	14.39	C.V
Phase 03	1.081	5.67	7.318	3.30	10.25	C.V
Phase 04	1.081	9.63	6.457	8.61	0.39	C.V

### Interprétation :

- Au niveau des fibres supérieures :  $\sigma_{bt1} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$
- Au niveau des fibres inferieures :  $\sigma_{bt2} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$

### IX.4 Tracé de la précontrainte :

La forme des câbles est principalement parabolique en raison de la répartition généralement uniforme des charges permanentes, comme indiqué par le diagramme des moments.

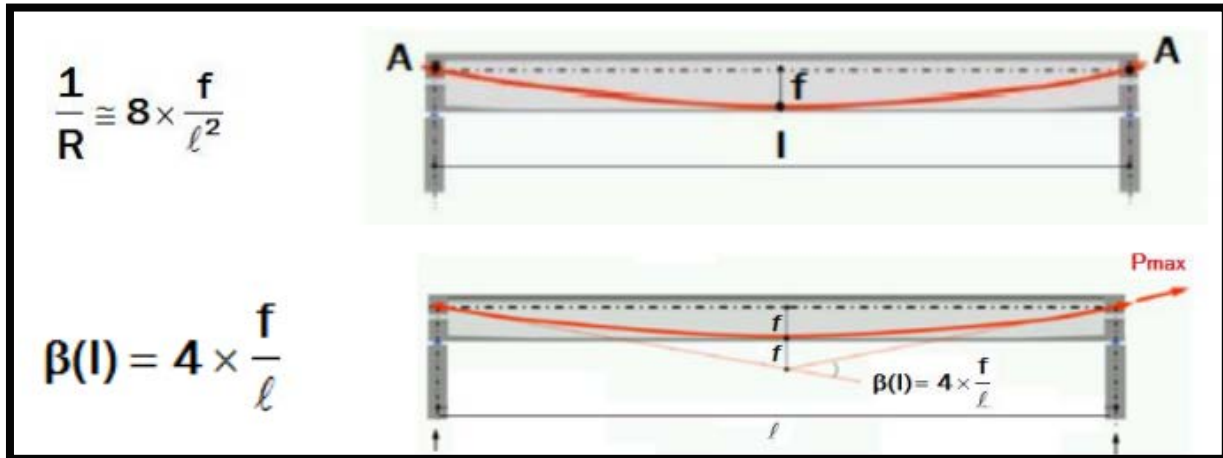


Figure IX.3 Trace des câbles

- l : représente la distance horizontale entre les extrémités de la parabole.
- F : désigne la flèche maximale mesuré a mi-longueur entre la parabole et la corde reliant les deux points à ses extrémités.

**Caractéristiques des plaques d'ancrages :**

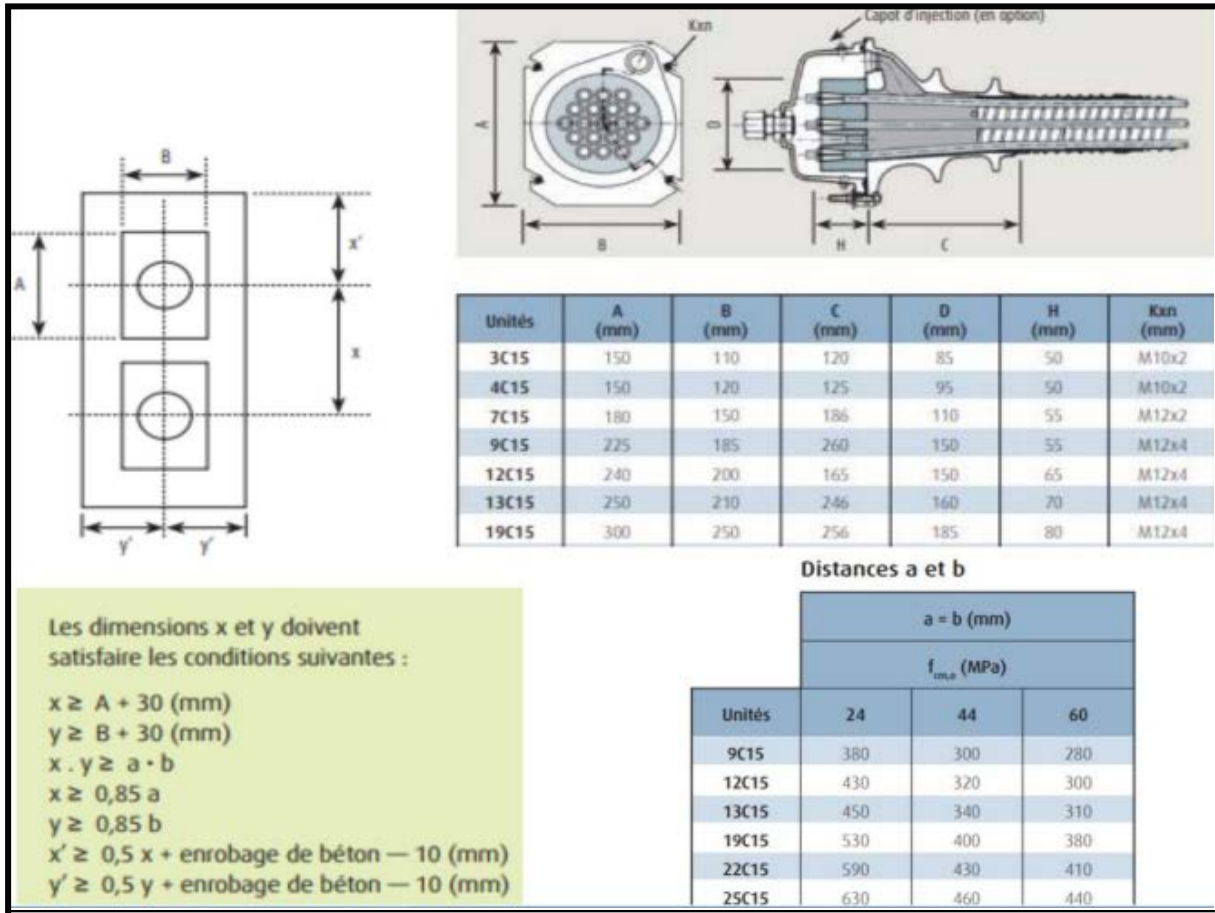


Figure IX.4 caractéristiques des plaques d'ancrages

On opte pour des plaques d'ancrages  $250 \times 210 = 52500 \text{mm}^2$

Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions présentées dans la figure IX.4

A la section médiane, qui est la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon, situé au centre de la poutre.

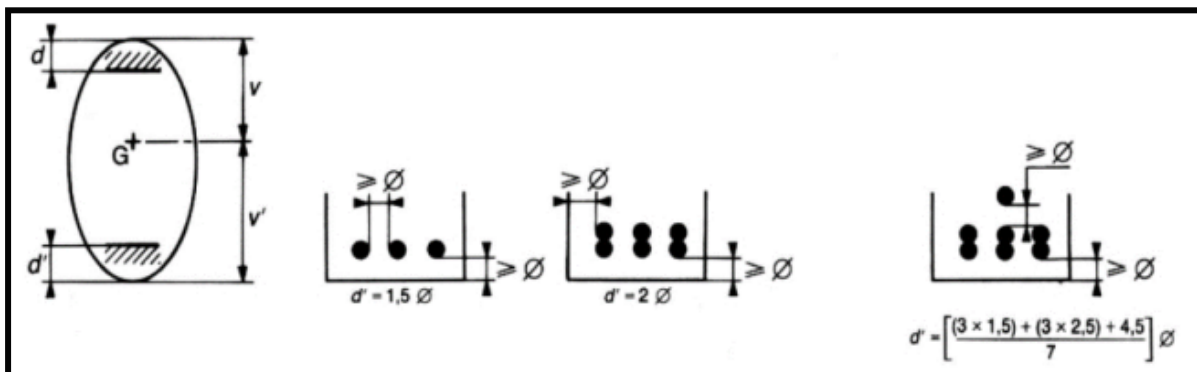


Figure IX.5 le trace des câbles au niveau de la section médiane

- $\phi_1 \geq 1.5 \phi_{gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12m$
- $\phi_2 \geq 1.5 \phi_{gaine} + \phi_{gaine} = 2.5 \times 0.08 = 0.20m$
- $\phi_3 \geq 3 \phi_{gaine} + 1.5 \phi_{gaine} = 4.5 \times 0.08 = 0.36m$

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

**Tableau IX.10 : Résultats de vérifications de contraintes.**

Position des câbles	X = 0		X = L/20	
	Yi	Schéma	Yi	Schéma
Cable 1	0.753		0.12	
Cable 2	1.085		0.20	
Cable 3	1.417		0.36	
N lit	1		1	

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

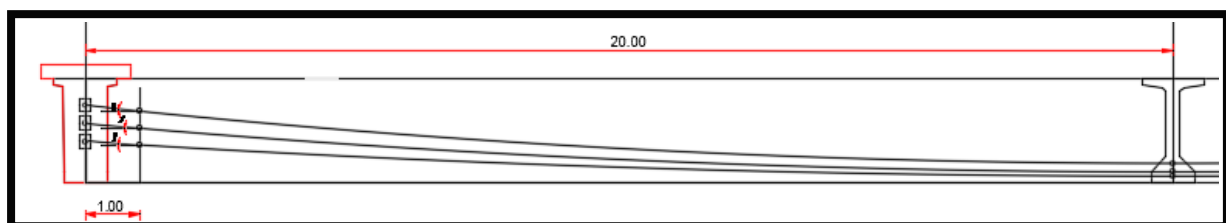


Figure IX.7 Trajectoire des câbles

**IX.4.1 : Calcul des angles  $\alpha$  et  $\beta$  ;**

**Tableau IX.11 : Calcul des angles  $\alpha$  et  $\beta$ .**

Type d’angle	Signification	Formule
$\beta$	Angle de déviation pour une longueur L	$= 4 \times \frac{f}{l}$
$\alpha$	Angle de relevage a x=0	$Arccsin(\frac{V_M - \bar{V}}{p}) \leq \alpha \leq Arccsin(\frac{V_m + \bar{V}}{p})$

Type d'angle	Signification	Formule
$\bar{V}$	Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about	$= \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$
$\bar{\tau}$	Contrainte tangentielle limitée en état limite de service	$= \{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\}^{\frac{1}{2}}$
$\sigma_x$	Contrainte normale au niveau de la fibre neutre	$= \frac{P}{B_n}$
$B_n$	Surface nette de la section d'about avec hourdis	$= B_{brute} - n \times B_{gaine}$
$b_n$	Largeur nette de la section d'about avec hourdis	$= b_0 - n \times \varphi$

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

$b_n$	0.72m
$B_n$	1.963m <sup>2</sup>
P(MN)	6.457MN
$\sigma_x$	3.29MPa
$\bar{T}$	2.54MPa
$\bar{V}$	3.145MN

Tableau IX.13 : angle de relevage pour chaque poutre

$\alpha$	$-18.37^\circ \leq \alpha \leq 36.21^\circ$
$\alpha c1$	5.9°
$\alpha c2$	4.94°
$\alpha c3$	3.54°

Tableau IX.14 : Résultat de f, R et  $\beta$

Numéro du câble	L(m)	$\alpha_{revelage}$	Yi(m)			F(m)	R(m)	$\beta$
			X=0	X=1	X=20			
C1	38	3.54°	0.753	0.691	0.120	0.571	316.11	0.06
C2	38	4.94°	1.085	1	0.200	0.800	225.52	0.08
C3	38	5.9°	1.417	1.314	0.360	0.954	189.20	0.10

## IX.5 Calcul des pertes :

Dans le domaine du béton précontraint, il est essentiel de noter que les pertes ne sont en aucun cas négligeables. En fait, elles représentant une réduction notable, généralement de l'ordre de 20 à 30% de précontrainte initiale. Ces pertes se répartissent en deux catégories distinctes :

- Pertes de tension instantanées : qui surviennent au moment de la mise sous tension des câbles.
- Pertes de tension différées : qui se manifestent progressivement sur une période plus ou moins prolongée après la mise sous tension initiale.

### IX.5.1 : Pertes de tension instantanées :

#### IX.5.1.1 : Pertes de tension par frottement :

Perte par frottement est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma\Phi = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \phi \times x)})$$

Tel que :

$\Phi$  : coefficient de perte en ligne =  $0.002\text{m}^{-1}$ .

$f$  : coefficient de frottement d'un câble sur son conduit = 0.18.

$\sigma_{p0}$  contrainte à l'origine correspondant à  $F_0 = 1488\text{MPa}$ .

Cas	Nature des armatures	$f$		$\phi$ ( $\text{m}^{-1}$ )
		$3 \leq R \leq 6$ (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 IX.8 Coefficients  $f$  et  $\phi$

**Tableau IX.15 : Résultat de calcul de pertes par frottement**

Numéro du câble	X=L/2	$\beta$ rad	$f \times \beta + \varphi \times x$	$\Delta\sigma\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma\varphi$ (%)	$\Delta\sigma\varphi$ (%)
<b>C1</b>	20	0.06	0.051	73.98	78.68	5.28
<b>C2</b>	20	0.08	0.054	78.22		
<b>C3</b>	20	0.1	0.058	83.84		

**IX.5.1.2 : Pertes de tension par glissement d'ancrage :**

Ce phénomène se produit lorsque les câbles de précontraintes glissent partiellement ou complètement à travers l'ancrage, réduisant ainsi la force de précontrainte initiale.

Ce type de perte est donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

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

g : intensité du recule d'ancrage (2 à 6mm)

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

**Tableau IX.16 : Résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage**

Numéro du câble	X=L/2	$k^{-1}$ (m)	D(m)	$\Delta\sigma_p$ à $x = \frac{l}{2}$	$\Delta\sigma_{p0}$
<b>C1</b>	20	0.00254	12.44	0	94.03
<b>C2</b>	20	0.0272	12.02	0	97.29
<b>C3</b>	20	0.0029	11.64	0	100.45

**IX.5.1.3 : Pertes de tension par glissement d'ancrage :**

Cette perte est donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

- $\sigma_{bi} = \frac{p}{b} + \frac{p \times e^2}{I_g} - \frac{e \times M_p}{I_g}$ .
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f c 28} = 35981.73 \text{ MPa}$ .
- $E_p = 1.94 \times 10^5 \text{ MPa}$ .
- $e = v' - \text{moy}(ei) \text{ en } (m)$ .

**Tableau IX.17 : Résultats de calcul des pertes par raccourcissement de béton**

Désignation	La valeur
	X=L/2
<b>P</b>	8.155MN
<b>B</b>	0.8m <sup>2</sup>
<b>e</b>	0.690m
<b>Mg</b>	3.8MN.m
$\sigma_{bi}$	13.72MPa
$\Delta\sigma_e$	37.17MPa
$\Delta\sigma_e$ en %	2.49%

**IX.5.2 : Pertes de tension différées ;****IX.5.2.1 : Pertes de tension par retrait :**

La perte de tension due au retrait elle survient lorsque le béton se contracte au fur et à mesure de son durcissement, ce qui peut entraîner une réduction de la tension initiale.

Est donnée par la formule suivante ;

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \{1 - r(t)\}$$

La loi d'évolution du retrait **r(t)** en fonction du temps est généralement négligeable devant 1

**Tableau IX.18 : Résultats de calcul des pertes par retrait**

Désignation	Valeur
$\Delta\sigma_r$	39MPa
$\Delta\sigma_r$ en %	2.62%

**IX.5.2.2 : Pertes de tension par fluage :**

La perte de tension due au fluage est un phénomène courant. Elle se produit progressivement au fil du temps en raison de la déformation lente et continue du matériau sous contrainte.

Cette perte est donnée par la formule suivante :

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

La section prise en compte est celle formée par la poutre et la dalle.

Tableau IX.19 : Résultats de calcul des pertes par fluage

Désignation	Valeur
	X=L/2
P	6.45MN
B	1.207m <sup>2</sup>
e	1.296
Mg	6.34
$\sigma_{bi}$	6.23
$\Delta\sigma_{fl}$	84.40
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	5.67%

**IX.5.2.3 : Pertes de tension par relaxation :**

Les pertes de tension par relaxation expriment une diminution graduelle de la force de précontrainte dans les éléments, résultant de la relaxation du matériau sous contrainte au fil du temps.

Ce type de perte est donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

- $\mu_0$ : coefficient =0.43 pour les armatures a très base relaxation
- $\rho_{1000}$ : relaxation garantie a 1000h=2.5%

Tableau IX.20 : Résultats de calcul des pertes par relaxation

Désignation	Valeur
$\sigma_i$	1371.93MPa
$f_{prg}$	1860MPa
$\Delta\sigma_p$	63.30MPa
$\Delta\sigma_p$	4.25%
$\Delta\sigma_{inst}$	115.61MPa
$\Delta\sigma_{inst}$	7.77%
$\Delta\sigma_{diff}$	176.03MPa
$\Delta\sigma_{diff}$	11.83%
$\Delta\sigma_{tot}$	291.4MPa
$\Delta\sigma_{tot}$	19.60%

## IX.6 Vérification des contraintes normale a l'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte est réalisée étape par étape, en prenant en compte trois sections spécifique : L/4, 3L/8 et L/2, pour évaluer les contraintes normales.

**Tableau IX.21 : les caractéristiques de la poutre**

	X=0.5m		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
<b>H(m)</b>	1.9	2.15	1.9	2.15	1.9	2.15	1.9	2.15
<b>B<sub>nette</sub>(m)</b>	1.55	1.96	0.78	1.19	0.78	1.19	0.78	1.19
<b>v<sub>n</sub></b>	0.925	0.954	0.974	0.84	0.971	0.842	0.97	0.841
<b>v'<sub>n</sub></b>	0.975	1.196	0.926	1.306	0.929	1.308	0.93	1.309
<b>I<sub>nG</sub></b>	0.491	0.852	0.354	0.682	0.351	0.677	0.35	0.675
<b>ρ(%)</b>	35.12	38.1	50.32	52	49.88	51.65	49.74	51.52

Pour justifier les états limites de service ELS, il est nécessaire de calculer les deux valeurs caractéristiques P1 et P2 telle que :

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

$$- P2 = 0.98P0 - \Delta P$$

$$- \text{Pour un état vide : } \sigma_{p1} = \begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_1}{e_0} - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \\ \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_1}{e_0} - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

-

$$- \text{Pour un état en charge } \sigma_{p2} = \begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_2}{e_0} - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \\ \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_2}{e_0} - (P_2 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

- **Tableau IX.22 : Emplacement de la précontrainte dmoy**

	d			
	Y1	Y2	Y3	Ymoy
<b>X=0.5L</b>	0.722	1.042	1.365	1.043
<b>X=L/4</b>	0.278	0.421	0.624	0.441
<b>X=3L/8</b>	0.160	0.255	0.426	0.280
<b>X=L/2</b>	0.120	0.200	0.360	0.226

Tableau IX.23 : Calcul des effort P1 et P2

- $P1 = 1.02P0 - 0.8\Delta P$
- $P2 = 0.98P0 - 1.2\Delta P$
- $P0 = 2.87MN$

Phase	Nbr de cable	%Mt	$\Delta P(\%)$	P1 (MN)	P2 (MN)	$d_{x=0.5L}$	$d_{x=\frac{L}{4}}$	$d_{x=\frac{3L}{8}}$	$d_{x=\frac{L}{2}}$
Phase 01	3	50	3.885	4.257	4.108	1.043	0.441	0.280	0.266
Phase 02	3	100	7.77	8.247	7.635	1.043	0.441	0.280	0.266
Phase 03	3	100	13.685	7.841	7.026	1.043	0.441	0.280	0.266
Phase 04	3	100	19.6	7.433	6.414	1.043	0.411	0.280	0.266

Tableau IX.24 : Contrainte admissible pour  $j=7$  jours

Les contraintes admissible	J= 7 jours	Cas
$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	21	/
$\overline{\sigma}_{bt1}(MPa)$	-4.05	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}(MPa)$	-1.89	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}(MPa)$	-2.7	Rare, en service

Tableau IX.25 : Contrainte admissible pour  $j \geq 28$  jours

Les contraintes admissible	J $\geq$ 28 jours	Cas
$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	13.92	/
$\overline{\sigma}_{bt1}(MPa)$	-2.99	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}(MPa)$	-1.99	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}(MPa)$	-2.99	Rare

Tableau IX.26 : Les valeurs de la contrainte normale a l'ELS phase 1 et 2

		PHASE 01				PHASE 04			
		X=0.5L	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0.5L	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e(m)		-0.068	0.485	0.649	0.704	-0.068	0.485	0.649	0.704
M <sub>ELS</sub> (MN.m)		~0	2.8	3.547	3.8	~0	2.8	3.547	3.8
P1 (MN)		4.257	4.257	4.257	4.257	8.247	8.247	8.247	8.247
P2 (MN)		4.018	4.018	4.018	4.018	7.635	7.635	7.635	7.635
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{SUP}$	0	7.7	9.81	10.3	0	7.7	9.81	10.53
	$\sigma_{inf}$	0	-7.32	-9.38	-10.09	0	-7.32	-9.38	-10.09
$\sigma_{p1}$ (MPa)	$\sigma_{SUP}$	3.29	-0.22	-2.18	-2.848	6.37	-0.43	-4.23	-5.51
	$\sigma_{inf}$	2.17	10.85	12.77	13.42	4.21	21.03	24.74	26
$\sigma_{p2}$ (MPa)	$\sigma_{SUP}$	3.1	-0.21	-2.06	-2.69	5.90	-0.4	-3.92	-5.11
	$\sigma_{inf}$	2.05	10.25	12.05	12.66	3.89	19.47	22.9	24.07
$\sigma_{max}$ (MPa)	$\sigma_{SUP}$	3.29	7.49	7.75	7.84	6.37	7.3	6.89	5.42
	$\sigma_{inf}$	2.17	3.53	3.39	3.33	4.21	13.71	15.36	15.91
$\sigma_{min}$ (MPa)	$\sigma_{SUP}$	3.1	7.48	7.63	7.68	5.9	7.27	5.58	5.02
	$\sigma_{inf}$	2.05	2.93	2.67	2.57	3.89	12.15	13.52	13.98

Tableau IX.27 : Des conditions a vérifier pour les phases 1 et 2

Phase	Condition	Résultat
Phase 01	$\sigma_{sup(max)} = 7.84 < 13.92 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(max)} = 3.53 < 13.92 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{sup(min)} = 3.1 < 13.92 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(min)} = 2.05 < 13.92 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
Phase 02	$\sigma_{sup(max)} = 7.3 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(max)} = 15.91 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{sup(min)} = 5.02 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(min)} = 3.89 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V

Tableau IX.28 : Les valeurs de la contrainte normale a l'ELS phase 3 et 4

		PHASE 03				PHASE 04			
		X=0.5L	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0.5L	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
<b>e(m)</b>		0.153	0.865	1.028	1.083	0.153	0.865	1.028	1.083
<b>M<sub>ELS</sub> (MN.m)</b>		~0	4.18	6.3	5.67	~0	7.327	9.047	9.63
<b>P1 (MN)</b>		7.841	7.841	7.841	7.841	7.433	7.433	7.433	7.433
<b>P2 (MN)</b>		7.026	7.026	7.026	7.026	6.414	6.414	6.414	6.414
<b><math>\sigma_p</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{SUP}</math></b>	0	5.173	6.59	7.064	0	9.067	11.25	12
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	0	-8	-10.24	-11	0	-14.03	-17.48	-18.67
<b><math>\sigma_{p1}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{SUP}</math></b>	2.657	-1.8	-3.436	-4	2.519	-1.71	-3.257	-3.78
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	5.68	19.577	22.16	23.05	5.388	18.558	21	21.857
<b><math>\sigma_{p2}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{SUP}</math></b>	2.38	-1.617	-3.078	-3.57	2.17	-1.476	-2.81	-3.264
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	5.09	17.54	19.858	20.66	4.65	16.01	18.13	18.86
<b><math>\sigma_{max}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{SUP}</math></b>	2.657	3.556	3.512	3.49	2.519	7.59	8.44	8.736
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	5.68	11.577	11.92	12.05	5.388	4.528	3.52	3.187
<b><math>\sigma_{min}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{SUP}</math></b>	2.38	3.373	3.154	3.064	2.17	7.357	7.99	8.22
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	5.09	9.54	9.54	9.66	4.65	1.98	0.65	0.19

Tableau IX.29 : Des conditions à vérifier pour les phases 3 et 4

Phase	Condition	Résultat
Phase 03	$\sigma_{sup(max)} = 3.556 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(max)} = 12.05 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{sup(min)} = 2.38 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(min)} = 5.09 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
Phase 04	$\sigma_{sup(max)} = 8.736 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(max)} = 5.388 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{sup(min)} = 2.17 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V
	$\sigma_{inf(min)} = 0.9 < 21 = \overline{\sigma_{bc}}$	C.V

## IX.7 Vérification des contraintes tangentielles :

### IX.7.1 : vérification vis-à-vis ELS :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj}[f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj28}} [0.6f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

Tableau IX.28 : valeur de Pcos $\alpha$  et Psin $\alpha$ 

		Pcos $\alpha$	Psin $\alpha$
P1	2.307	2.302	0.142
P2	2.307	2.3	0.198
P3	2.307	2.294	0.237
	Somme	6.90	0.577

On a :

- $Bn = 1.96m^2$
- $\sigma_x = \frac{6.9}{1.96} = 3.52MPa$
- $0.4 \times f_{cj} = 0.4 * 35 = 14MPa$
- $\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)} = 2.59MPa$
- $\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$

Tableau IX.29 : calcul de  $\tau$ 

$V_{ser}$	1.11
$V_{red}$	0.533
$S_n$	0.71m <sup>3</sup>
$I_n$	0.852m <sup>4</sup>
$b_n$	0.72m

Alors :  $\tau = \frac{0.533 \times 0.71}{0.862 \times 0.72} = 0.617$  donc  $\tau < \bar{\tau}_1$  Condition vérifiée

**IX.7.2 : vérification vis-à-vis ELU :**

$tg(2\beta u) = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}$  Avec  $\beta u \geq 30^\circ$

$\sigma_x$  et  $\sigma_y$  Contraintes normales au niveau de G  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

-  $\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime  $\tau_u = \frac{V_{RED} \times S_n}{I_n \times b_n}$

**Tableau IX.30 : Résultat des valeurs des paramètres**

$V_{ult}$	1.5MN	$I_n$	0.852m <sup>4</sup>	$\sigma_x$	3.52MN
$V_{red}$	0.923MN	$b_n$	0.72m	$\tau_u$	1.07MPa
$S_n$	0.71m <sup>3</sup>	$B_n$	1.62m <sup>2</sup>	$\beta u$	15.65°

$tg(2\beta u) = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = \frac{2 \times 1.07}{3.52} = 0.608$

$\beta u = 15.65^\circ$  On prend  $\beta u = 30^\circ$

**Détermination de la section des armatures transversale  $A_t$  :**

Nous devons d'abord calcul  $\frac{A_t}{St}$

$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_n \times y} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \times tg(\beta u)$

$\frac{A_t}{b_n} \geq \frac{[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \times tg(\beta u)}{\frac{f_e}{B_n \times y}}$

Alors :

- $\frac{A_t}{b_n} \geq 1.625 \times 10^{-4} m$
- $\frac{A_t}{b_n} \geq 0.016 m$
- $\frac{A_t}{b_n} \geq 1.62 cm^2 / m$

**IX.7.3 : Justification béton :**

La contrainte de compression des bielles < contrainte ultime de béton

$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = 1.07 < 5.83$  condition verifiee

**IX.8 : Armateurs passives des poutres :****IX.8.1 : Armateurs de peau :**

Transversalement :  $2\text{cm}^2/\text{ml}$

Longitudinalement

- $A_{smin} \geq 0.23 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 1.9 \cdot \frac{2.7}{500}$
- $A_{smin} \longleftrightarrow 17\text{cm}^2$
- $A_{smin} = 16\text{HA}12 = 18.1\text{cm}^2$

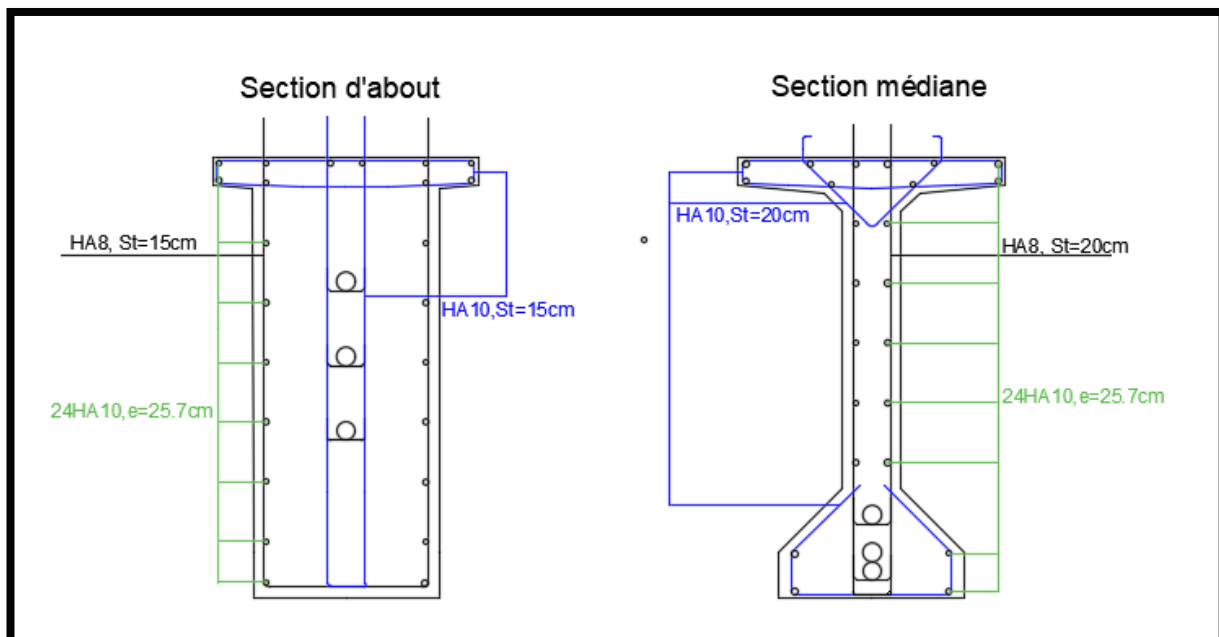
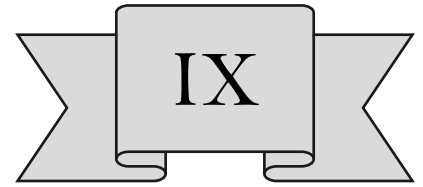


Figure IX 09 ferrailage de la section poutre



# CHAPITRE IX

## ETUDE DE TABLIER

---

## IX.1 Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut se déformer sous l'effet de son propre poids et de la précontrainte. Toutefois, il est crucial que ces déformations puissent se produire librement pour éviter toute altération des effets de la précontrainte, sinon des fissurations pourraient apparaître sur certaines sections.

## IX.2 flèches et contre flèches

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

### IX.2.1 flèche due au poids propre

Les flèches sont considérées positives vers le bas et négatives vers le haut (contre-flèche). Le poids propre est traité comme une charge uniformément répartie. La flèche maximale due au poids propre est obtenue lors de la combinaison G.

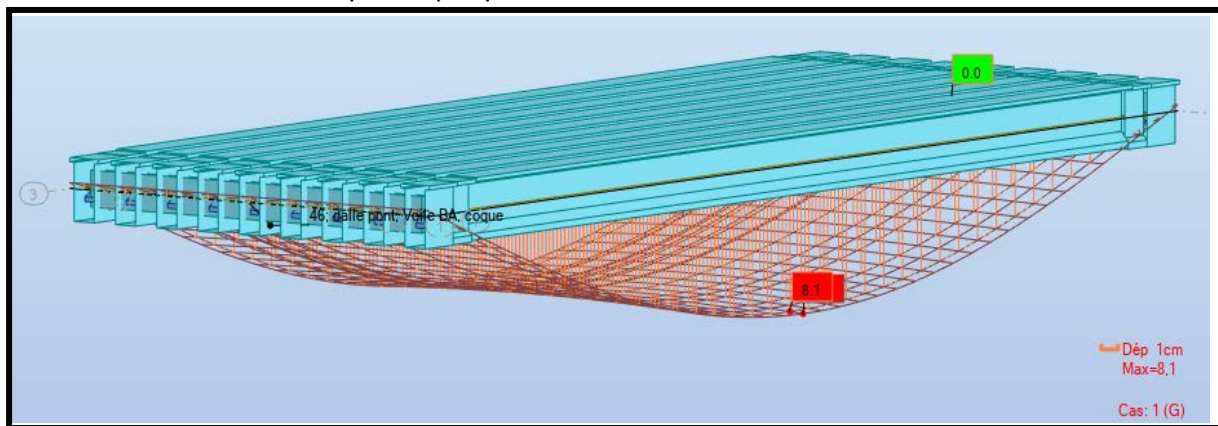


Figure IX.01 fleche due au poids propre G

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 8.1 cm.

$$f_G = 8.1$$

### IX.2.2 Contre flèche de précontrainte

$$P = 1.02P_0 - 0.8\Delta P$$

$$P_{cable\ moy} = 8.247\text{MN (Mise en tension a 100 \%)}$$

$$e_0 = -0.068\text{m et } e_1 = 0.704\text{ m}$$

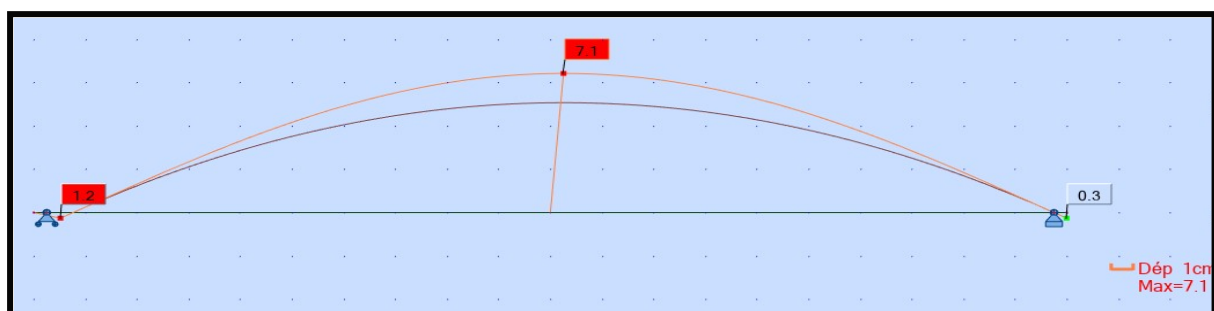


Figure IX.02 Contre fleche de précontrainte

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 7.1cm.

$$f_p = - 7.1 \text{ cm}$$

### **IX.2.3 Flèche due à la construction :**

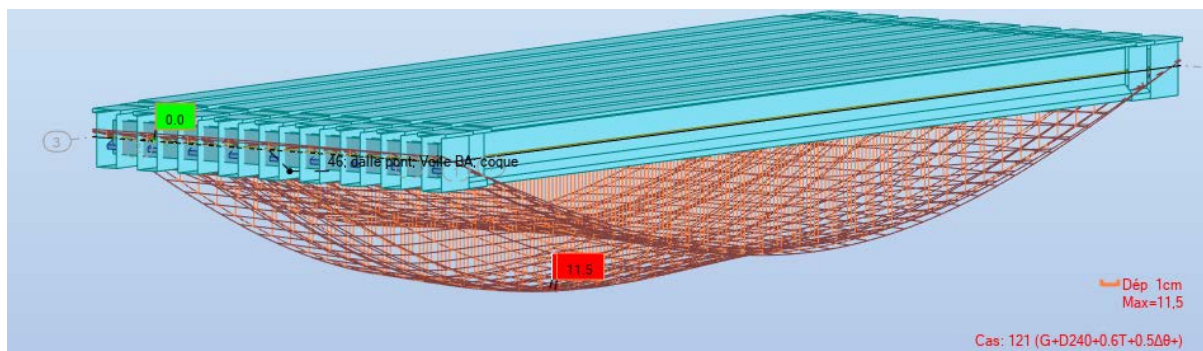
$$f_c = \frac{3}{4} \times (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (| - 7.1 | - 8.1) = - 0.75 \text{ cm}$$

$$f_c = - 0.75 \text{ cm}$$

### **IX.2.4 Flèche maximale à ELS :**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G + D240 + 0,6T + 0,5\Delta\emptyset$$



**Figure IX.03 Flèche maximale a l'ELS**

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 11.50 cm.

$$f_{els} = 11.5 \text{ cm}$$

### **IX.2.5 Flèche totale**

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

$$f_{tot} = f_{els} + f_p + f_c = 11.5 - 0.75 - 7.1$$

$$f_{tot} = 3.65 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges

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

## **IX.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE**

### **IX.3.1 Principe de ferrailage**

Les entretoises jouent un rôle crucial en immobilisant les poutres contre la torsion et en consolidant la section transversale. Elles sont particulièrement nécessaires lors des opérations de vérinage, souvent effectuées lors du remplacement des appareils d'appui. Pendant ces opérations, les charges sont transférées aux appuis via les entretoises, ce qui engendre des forces significatives. Ces forces dictent la dimension du ferrailage des entretoises, dépendant du nombre et de la répartition des vérins, ainsi que de leur capacité et du poids du tablier à soulever.

Pour minimiser les efforts et donc le ferrailage nécessaire, il est essentiel d'optimiser le positionnement des vérins. Cela souligne l'importance de prévoir avec précision l'emplacement des bosses filetées pour les vérins, afin d'éviter la génération inattendue de forces lors du vérinage. Étant donné que le nombre de poutres est impair, le positionnement montré dans la figure ci-dessous est privilégié pour optimiser ces opérations.

**IX.3.2 Évaluation des efforts**

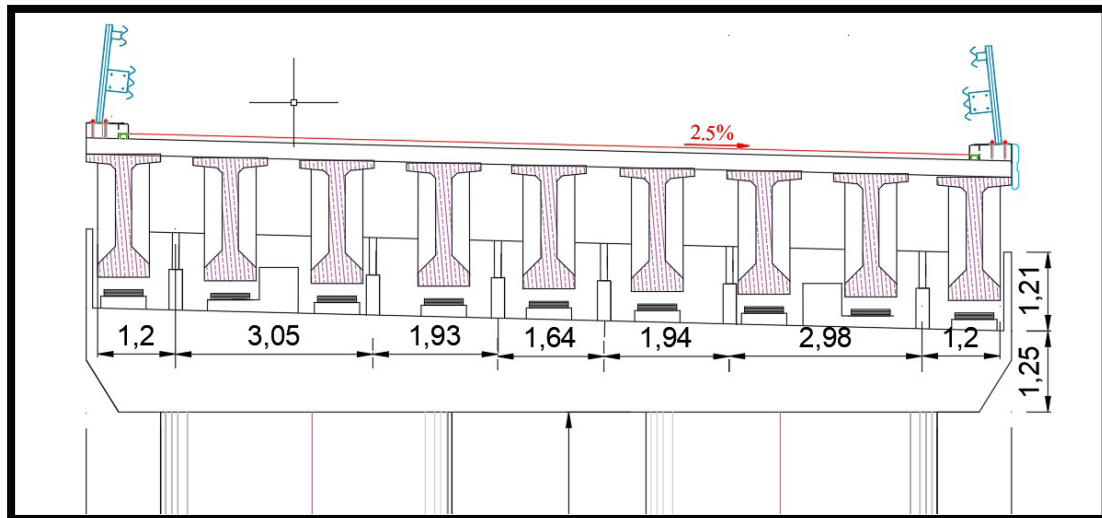


Figure IX.04 Position des vérins

L'entretoise sera modélisée comme une poutre de 12,8 m de longueur, reposant sur six appuis. Elle supportera son propre poids (réparti uniformément) ainsi que le poids des poutres, de la dalle et des charges permanentes supplémentaires (charges concentrées), calculées à partir des réactions sous charges permanentes mais excluant le poids des entretoises elles-mêmes.

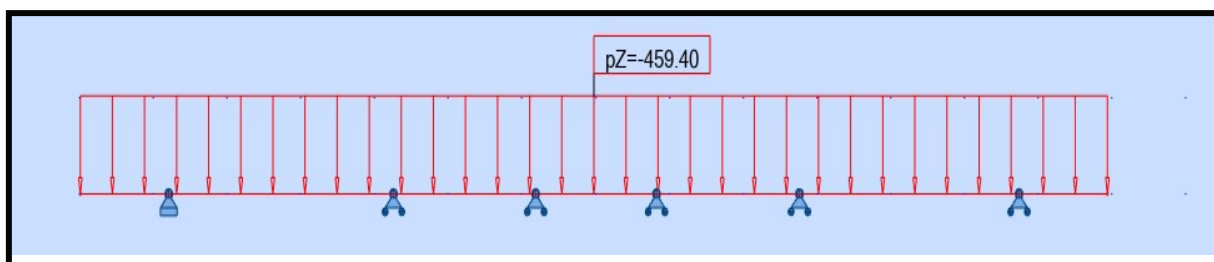


Figure IX.05 Modèle de calcul

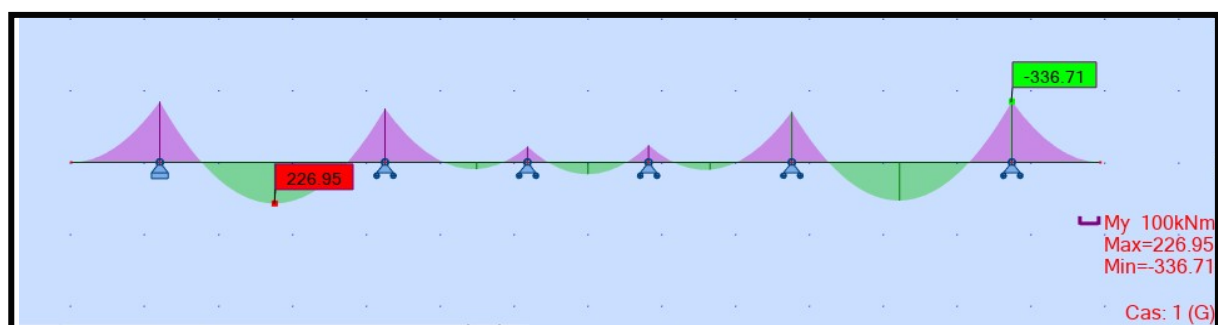


Figure IX.06 Diagramme des moments sous G a l'ELS

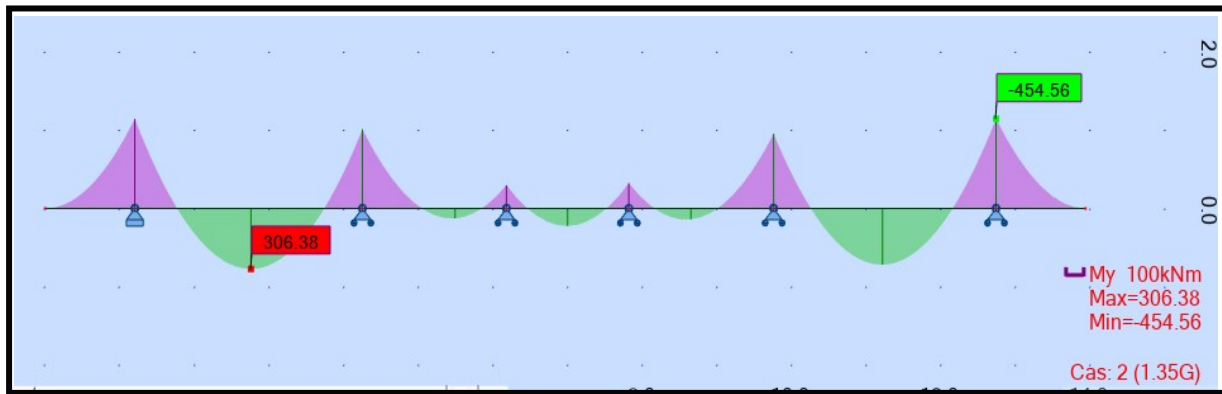


Figure IX.07 Diagramme de l'effort moment sous G a l'ELU

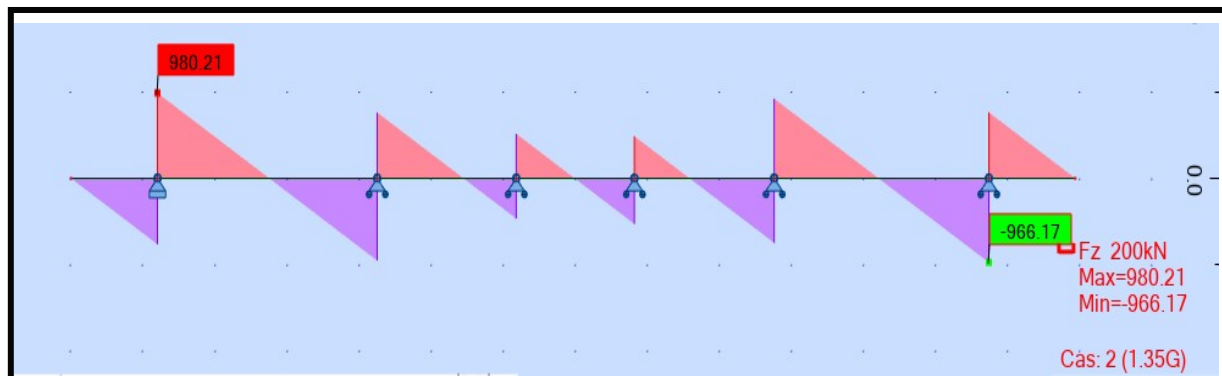


Figure IX.08 Diagramme de l'effort tranchant G a l'ELU

### IX.3.3 Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a les moments max

- A l'ELU
  - Fibre supérieure :  $M_{max} = 454.56 \text{ KN.m}$
  - Fibre inférieure :  $M_{max} = 306.38 \text{ KN.m}$
- A l'ELS
  - Fibre supérieure :  $M_{max} = 336.71 \text{ KN.m}$
  - Fibre inférieure :  $M_{max} = 226.95 \text{ KN.m}$

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

#### Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

Armatures principales :  $A_s = 15.7 \text{ cm}^2$

On opte pour 8 HA16 ( $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ ) avec  $e=6 \text{ cm}$ .

#### Ferrailage nappe inférieure :

Armatures principales  $A_s = 10.4 \text{ cm}^2$

On opte pour 4 HA14 + 4 HA 12 ( $A_s = 10.68 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement de 15 cm.

**Cadres transversales (Effort tranchant) :**

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

**Armatures de peau (sens des poutres) :** Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s = \frac{26.76}{3} = 8.92$  14HA10

On opte pour HA10 e=47cm

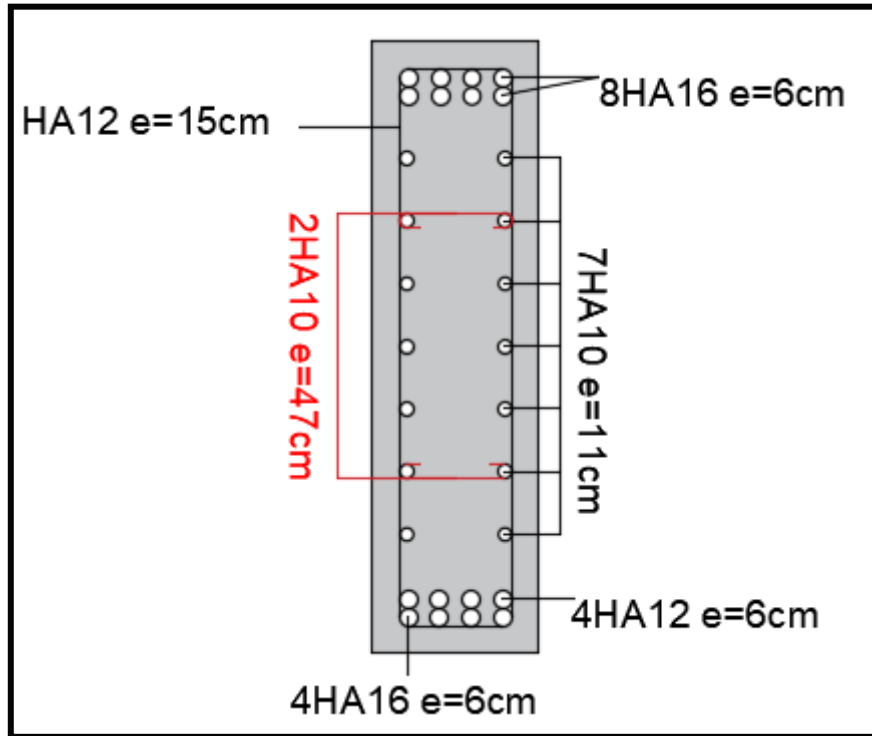


Figure IX.09 Ferrailage de l'entretoise

## IX.4 Ferrailage sous la flexion transversale :

### IX.4.1 La modélisation de la dalle :

La dalle est représentée comme une poutre ayant une section transversale de 0.25 m de largeur et une aire de  $14.3 \text{ m}^2$ , sur une longueur de 1 mètre. Elle est supportée par 9 appuis.

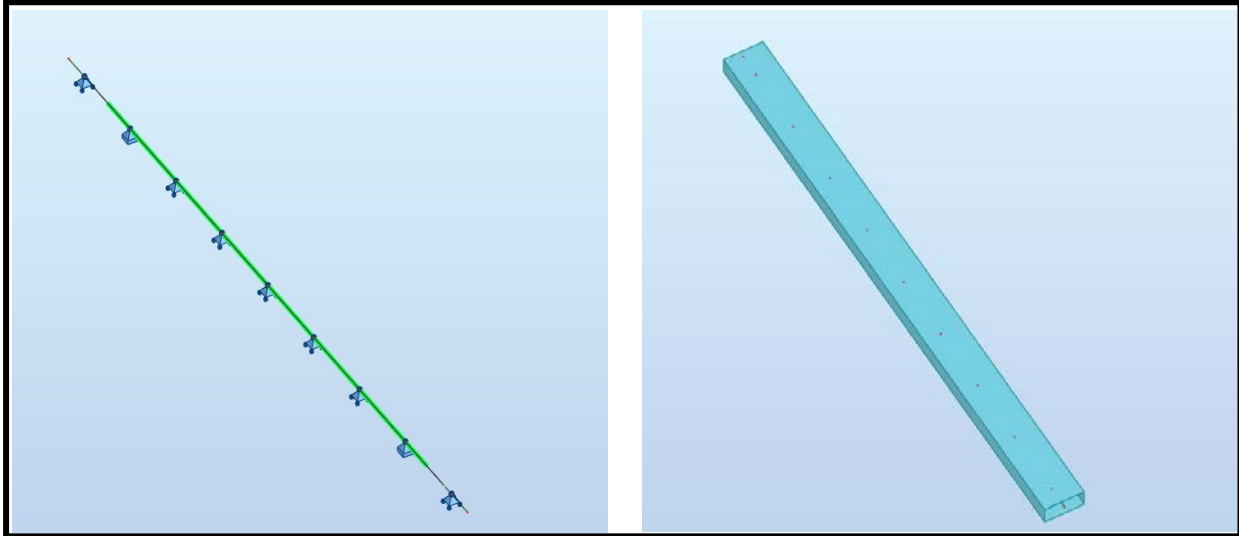


Figure IX.10 Modélisation de l'hourdis

### IX.4.2 Evaluation des efforts

Nous choisissons une longueur d'hourdis de 1 mètre, en conservant les dimensions réelles pour la largeur et l'épaisseur. Les charges appliquées sur la dalle comprennent le poids propre et celui des équipements, conformément aux actions définies au chapitre 3, ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les valeurs obtenues pour les combinaisons les plus critiques aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

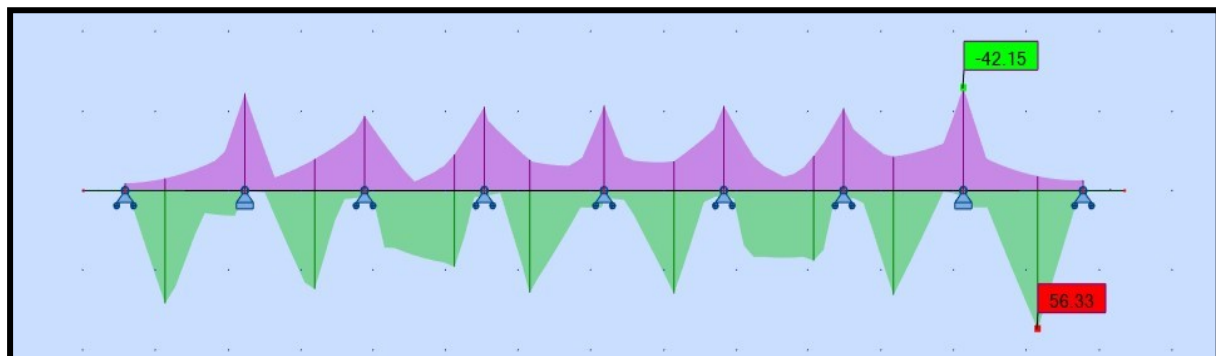


Figure IX.11 Diagramme des moments sous  $1.35G+1.6Bt_2+0.6T+0.5D$  a l'ELU

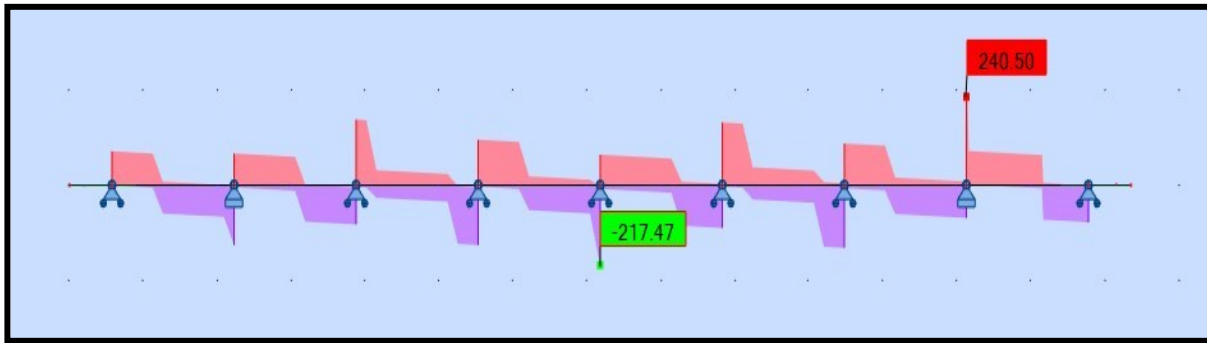


Figure IX.12 Diagramme des efforts tranchant sous

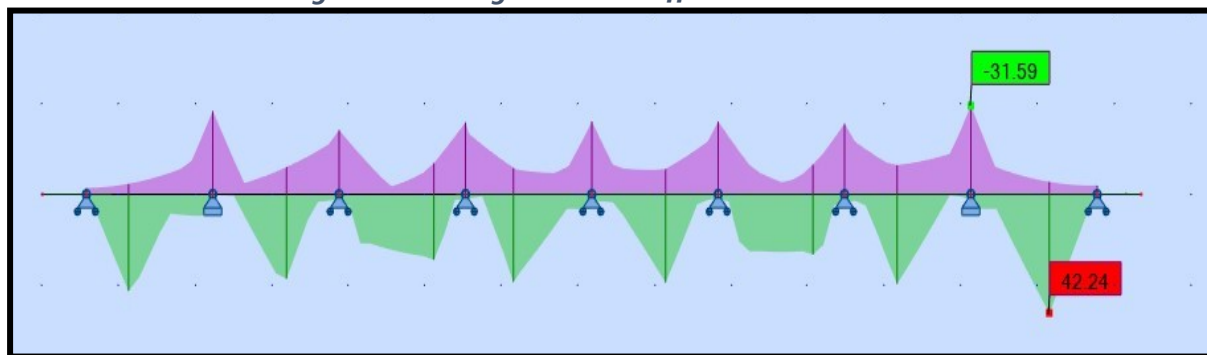


Figure IX.13 Diagramme des moments sous G+1.2Bt2 a l'ELS

D'après les diagrammes ci-dessus nous avons :

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 42.15 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 56.33 \text{ KN.m}$
- Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 31.59 \text{ KN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 42.24 \text{ KN.m}$

#### IX.4.3 Ferrailage de la dalle

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

##### Ferrailage nappe supérieure (Sur appui) :

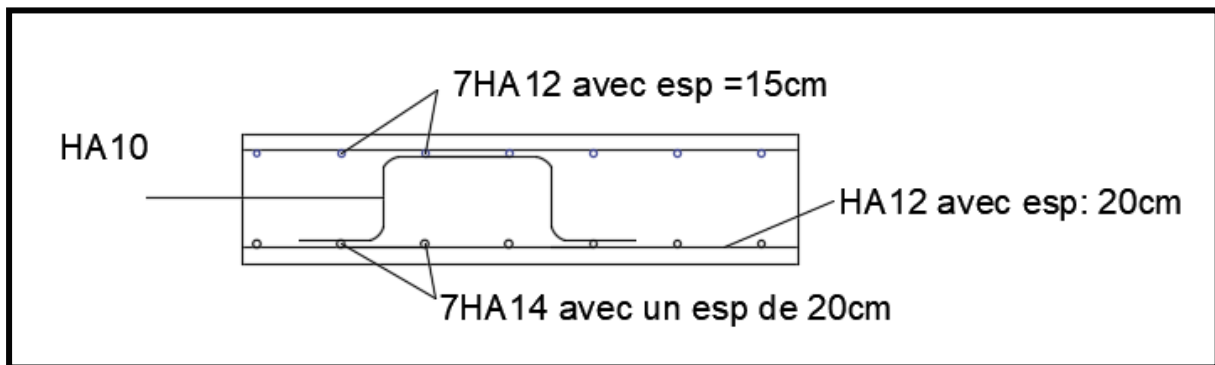
**Armatures transversales** :  $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$

Nous avons opté pour 7 HA12 ; avec  $e = 15 \text{ cm}$  ; enrobage = 3cm.

**Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)** : Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . Nous avons opté pour HA10.

**Ferrailage nappe inférieure :**

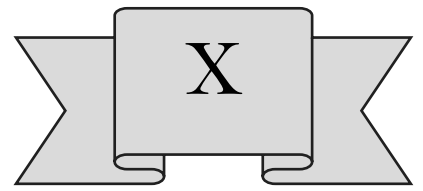
- **Armatures transversales** :  $A_s = 10.4 \text{ cm}^2$ . Nous avons opté pour 7HA14 ; avec un espacement de 20 cm. ; enrobage = 3cm
- **Armatures longitudinales de construction (sens des poutres)** : On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal :  $C = 3\text{cm}$ .



*Figure IX.14 Ferrailage dalle*

**IX.5 RESUME**

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié les hourdis du pont. Le mémoire se poursuivra avec l'étude sismique de l'infrastructure et les diverses vérifications effectuées à cet égard.



CHAPITRE IV  
ETUDE SISMIQUE  
ET  
EQUIPEMENTS DU PONT

---

## X.1 Introduction

Les "équipements" désignent une variété de dispositifs de différentes natures, conceptions et modes de fonctionnement, qui sont essentiels à la survie d'une structure. Leur rôle principal est d'assurer que le tablier d'un pont peut remplir efficacement sa fonction, surtout en ce qui concerne la sécurité des usagers. Dans cette étude, nous examinerons les équipements essentiels pour cette structure, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée, dans des conditions extrêmes comme les séismes. Ce chapitre se concentre sur une analyse sismique détaillée pour mieux comprendre le comportement réel de ce type de pont.

## X.2 Classification de l'ouvrage Selon « RPOA »

**Tableau X. 1 Caractéristiques sismiques de l'ouvrage.**

Classification du pont	Groupe 02
<b>Classification de la zone sismique</b>	Zone III « Alger »
<b>Coefficient d'accélération de zone</b>	A=0.3
<b>Classification du site</b>	S4 : en surface (jusqu'à une profondeur de 8m) - site très meuble S2 : en profondeur -site ferme

## X.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour les ponts standards, les effets du mouvement global sont évalués par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de manière statique. Les caractéristiques du premier mode propre dans chaque direction sont déterminées soit par une analyse modale dans cette direction, en ajustant la masse du premier mode propre par la masse totale du modèle pour le calcul des charges, soit en utilisant une méthode approximative décrite ci-dessous.

Cette approche s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

➤ **Critère n°01 : Masse modale**

La masse modale, qui représente la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental, doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, incluant la masse des appuis en élévation tels que les fut et chevêtre ( $M_{modale} = M_{T(mode\ fondamentale)} > 0.7 \times M_{T(structure)}$ ).

Autrement dit, la masse des piles ( $M_p$ ) doit être inférieure à 43% de la masse totale ( $MT = G + \alpha Q$ , où  $Q = 0$  car notre ouvrage est de groupe 02 donc c'est un pont non urbain).

$$M_{pile} = M_{chevêtre} + M_{voiles} < 0.43 \times M_{tablier}$$

Tableau X. 2 Masse des voiles et chevêtre pour chaque pile

	Masse des voiles	Masse des chevêtre
P1	229.16	126.856
P2	336.487	126.856
P3	301.05	126.856
P4	247.05	126.856
P5	199.462	126.856

$$M_{pile} = 1947.5t < 0.43 \times 1307.9 \times 6$$

$$M_{pile} = 1947.5t < 3874.38t \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Critère n°02 : Angle de biais**

L'ouvrage étudié n'étant pas en biais, il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition spécifique.

➤ **Critère n°03 : Angle de courbure**

L'ouvrage étudié n'étant pas en courbure, il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition spécifique.

➤ **Critère n°04 : 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  $e_0$ ), est limitée à 5% de la distance entre les appuis extrêmes lors de l'étude du séisme transversal.

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\%L$$

- $X_m$  : centre de masse du tablier  $X_m = 120.35m$ .
- $X_e$  : centre élastique des appuis.

$$X_e = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

$$X_e = \frac{18.67 \times 0 + 39.85 \times 40.1 + 35.97 \times 80.2 + 37.48 \times 120.3 + 39.35 \times 160.4 + 40.54 \times 200.5 + 18.67 \times 240.6}{18.67 + 38.85 + 35.97 + 37.48 + 39.35 + 40.54 + 18.67}$$

$$X_e = 121.128m$$

$$e_0 = |120.35 - 121.128| = 0.778 < 5\%L = 12.03m$$

**X.3.1 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K**

$$\begin{aligned}
 - K_{A-app} &= G \times \frac{a \times b}{e} \\
 - K_{pile} &= n \times \frac{3 \times E \times I_l}{h^3} && \text{: sens longitudinal.} \\
 - K_{pile} &= n \times \frac{3 \times E \times I_t}{h^3} && \text{: sens transversal.} \\
 - K_{app} &= \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-app}}}
 \end{aligned}$$

Avec :

G : module de cisaillement de l'appareil d'appuis  $\begin{cases} = 0.9 \text{MPa en cas statique} \\ = 1.2 \text{MPa en cas dynamique} \end{cases}$

a,b,e : sont les dimensions de l'appareil d'appuis  $\begin{cases} a = 25 \text{cm} \\ b = 35 \text{cm} \\ e = 45 \text{mm} \end{cases}$

E : module de déformation instantanée de béton = 33000MPa.

n : nombre de voiles.

I : inertie rectangulaire  $1.5 \times 4.5 \text{m}^2$ .

$I_l$ : inertie dans le sens longitudinale.

$I_t$ : inertie dans le sens transversale.

**Tableau X.3 raideurs dynamique longitudinale des voils**

Piles	$H_{moy}$	B(m)	L(m)	I(m <sup>4</sup> )	Nbr voiles	K(KN/m)
<b>P1</b>	6.79	1.5	4.5	1.265	2	800.1
<b>P2</b>	9.97	1.5	4.5	1.265	2	252.73
<b>P3</b>	8.92	1.5	4.5	1.265	2	352.91
<b>P4</b>	7.32	1.5	4.5	1.265	2	638.6
<b>P5</b>	5.91	1.5	4.5	1.265	2	1213.37

$$- I_l = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4.5 \times 1.5^3}{12} = 1.265 \text{m}^4$$

$$- K_{app} = \frac{G \times a \times b}{e} = \frac{1.2 \times 0.25 \times 0.35}{0.045} = 2.33$$

**Tableau X.4 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis**

Piles	$K_{2voiles}$	$K_{A-appuis}$	$N_{ap-appuis}$	$K_{appuis}$ (MN/m)
<b>P1</b>	800.1	2.33	18	39.85
<b>P2</b>	252.73	2.33	18	35.97
<b>P3</b>	352.91	2.33	18	37.48
<b>P4</b>	638.6	2.33	18	39.35
<b>P5</b>	1213.37	2.33	18	40.54

La culée est considérée infiniment rigide  $\Rightarrow$  même accélération du sol.

**Tableau X.5 raideurs dynamique des culées**

Culée	$K_{A\text{-appui}}$ (kN/m)	$N_{a\text{-appui}}$	$K_p$ (MN/m)
C1	2.33	9	18.67
C2	2.33	9	18.67

### X.3.2 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE

#### X.3.2.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans les ponts à tablier continu sensiblement rectilignes, la déformation horizontale du tablier est minime comparée au déplacement des têtes de piles induit par les séismes. Ainsi, les effets sismiques doivent être évalués en adoptant un modèle où le tablier est considéré comme rigide. Une force horizontale statique équivalente  $F$  est appliquée au tablier pour cette analyse.

$$F = M \times Sa(T)$$

Tel que :

$$- M = 77198.52 \text{ KN}$$

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

Avec :

$G = 9.81 \text{ m/s}^2$  : accélération de la pesanteur.

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site  $T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s}$ .

$S = 1.1$  : Coefficient de site

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} / \xi = 5\%$

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{k}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{7847400}{230.53 \cdot 10^6}} = 1.16 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

Nous sommes dans le cas :

$$Sa(T) = 2.5 \times \eta \times AgS \left( \frac{T_2}{T} \right)$$

Donc :  $F = M \times Sa(T) = 77198.52 \times 2.8 = 216155.856kN$

**Déplacement du tablier par rapport au sol :**

L'expression de déplacement :  $d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4\pi^2} = 9.54cm$

**Répartition des efforts :**  $F_i = \frac{K_i}{K} \times F$

**Tableau X.6 distribution des forces sismique longitudinales sur chaque appui**

Piles	$K_{\text{appui}}(\text{MN/m})$	$K_T(\text{MN/m})$	F(KN)	$F_{\text{appui}}$
C1	18.67	230.53	21972.72	1779.5
P1	39.85	230.53	21972.72	3798.26
P2	35.97	230.53	21972.72	3428.44
P3	37.48	230.53	21972.72	3572.36
P4	39.35	230.53	21972.72	3750.60
P5	40.54	230.53	21972.72	3864.02
C2	18.67	230.53	21972.72	1779.5

**X.3.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversal**

Selon les spécificités particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant deux approches distinctes :

- Le modèle à tablier rigide si  $L/B \leq 5$  cette condition n'est vérifiée.
- Le modèle à tablier flexible.

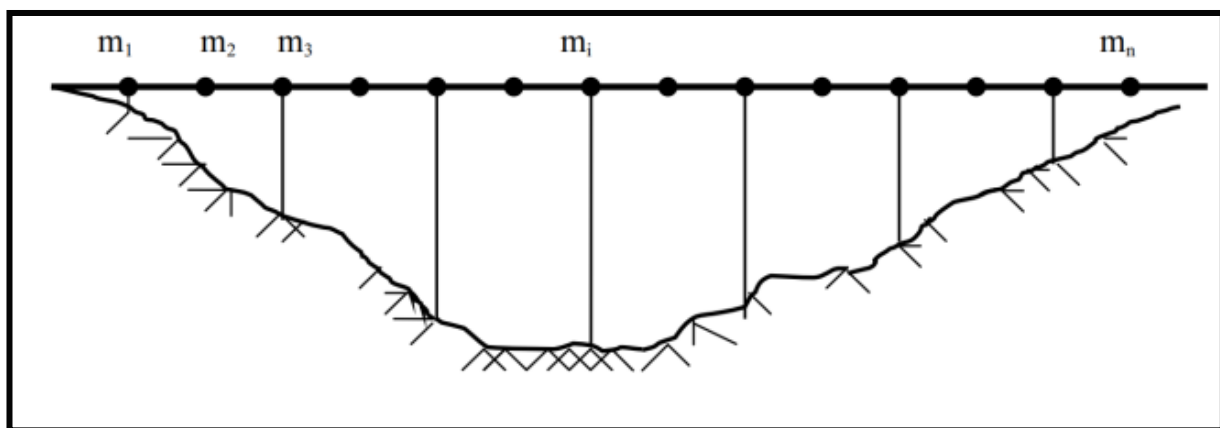


Figure X..01 séisme transversale

Dans certaines situations, la force sismique transversale agissant sur les ponts est principalement supportée par les piles, sans interaction significative entre les piles adjacentes. Dans ces cas, les effets sismiques sur la i-ème pile peuvent être estimés de manière approximative en utilisant une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a(T_i)$$

$M_i$  : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$T_i$  : est la période fondamentale de la même pile.  $T = 2\pi\sqrt{M_i / KI}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

**Tableau IX. 5 Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui**

Appui	H <sub>moy(m)</sub>	I(m <sup>4</sup> )	K <sub>v</sub> (KN/m)	K(KN/m)	M(kg)	T(s)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>i</sub> (KN)
P1	6.79	212.625	67241.93	41.91	1549336	1.208	2.68	4152.22
P2	9.97	212.625	21240.46	41.85	1602999.5	1.23	2.63	4215.88
P3	8.92	212.625	29658.89	41.88	1585281	1.22	2.65	4200.99
P4	7.32	212.625	53668.10	41.91	1558281	1.21	2.67	4160.61
P5	5.91	212.625	101973.44	41.92	1534487	1.202	2.69	4127.77
C1/C2	/	/	/	18.67	653950	1.176	2.75	1798.36

➤ **Versification de l'application de la méthode des piles indépendant**

T1/T2	0.98	Condition vérifiée
T2/T3	1.008	Condition vérifiée
T3/T4	1.008	Condition vérifiée
T4/T5	1.006	Condition vérifiée

**IX.3.2.3 Composante verticale du séisme**

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (zones III) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (RPOA 5.4). Donc, cet effet n'est pas négligé pour notre cas.

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

**Avec**

**L = 40m**                      **α=6.3**                      **bc=0.24 pour les culées**

**B<sub>p1.5</sub> = 0.64 pour pile P1,P5**                      **b<sub>p2.4</sub> = 0.9 pour pile P2,P3,P4**

$$R_{C1} = R_{C2} = 19775.45KN$$

$$R_{P1} = R_{P5} = 52734.53KN$$

$$R_{P2} = R_{P3} = R_{P4} = 74157.93KN$$

#### **X.4 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE**

$$E_{long} = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E_{trans} = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E_{vert} = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

Appui	$E_x$	$E_y$	$E_z$	$E_{long}$	$E_{trans}$	$E_{vert}$
C1	1779.5	1789.36	1977.545	2912.27	2925.47	3050.89
P1	3798.26	4152.22	52734.453	6625.96	6873.73	7658.59
P2	3428.44	4215.88	7415.793	6917.94	7469.15	9709.08
P3	3572.36	4200.99	7415.793	7057.39	7497.43	9747.79
P4	3750.6	4160.61	7415.793	7223.52	7510.52	9789.15
P5	3864.02	4127.77	5273.453	6684.38	6869.01	7670.98
C2	1779.5	1798.36	1977.545	2912.27	2925.47	3050.89

#### **X.5 Appareil d'appuis :**

Le tablier est supporté par des dispositifs spécialement conçus pour transférer les charges verticales du tablier ainsi que les charges horizontales qui peuvent lui être appliquées. Il existe quatre types principaux de ces dispositifs :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Nous avons choisi d'utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté de type B. Ces dispositifs comprennent n+1 frettes métalliques et n feuilles d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont revêtus sur leur périphérie avec au moins 4 millimètres d'élastomère et sur leurs faces supérieure et inférieure avec une épaisseur nominale d'élastomère de 2,5 millimètres.

Il est précisé que les valeurs données dépendent de  $\sigma$ . Le coefficient de frottement pour une charge donnée est calculé à partir de la contrainte à l'État Limite Ultime (ELU).

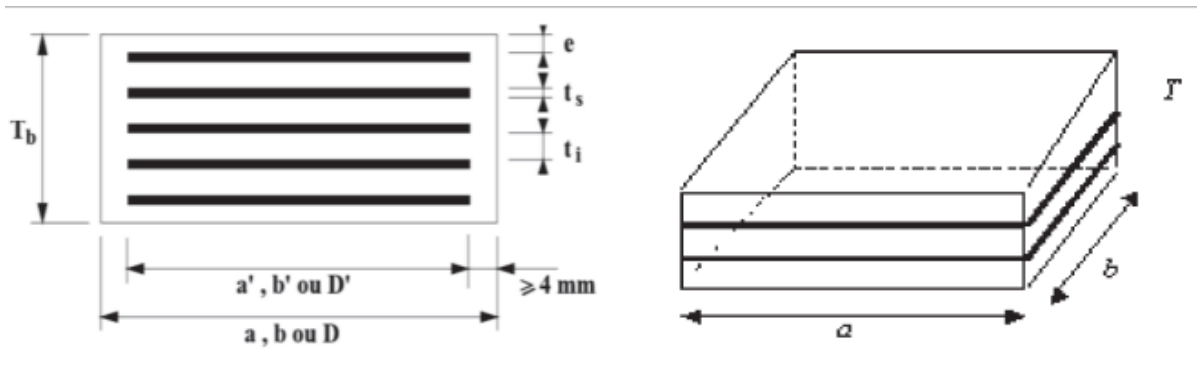


Figure X.01 Les dimensions de l'appareil d'appuis

**X.5.1 Aire de l'appareil d'appuis :**

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont calculées en garantissant qu'il ne subit ni déformation excessive ni risque de défaillance sous la contrainte normale due à la réaction maximale à l'État Limite Ultime (ELU).

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20MPa \text{ avec } V_{ult} = 1.5MN$$

Tel que :

- **R<sub>max</sub>** : réaction maximale sur les appuis à l'État Limite Ultime R<sub>max</sub>=1.5MN
- **σ<sub>m</sub>** : La contrainte de compression admissible de l'appareil d'appui varie entre 20 et 25 MPa. Pour notre analyse, nous adoptons σ<sub>m</sub> = 20 MPa.
- a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{20} \geq \frac{1.5}{20} \geq 0.075m^2 = 750cm^2$$

Nous allons prendre : a = 250cm<sup>2</sup> et b = 350cm<sup>2</sup> car :

$$a \times b \approx 250 \times 350 = 875 > 750cm^2$$

**X.5.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T**

$$\frac{\max(a, b)}{10} \leq T \leq \frac{\max(a, b)}{5} \rightarrow \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$35mm \leq T \leq 70mm$$

**X.5.3 Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ \text{ou} \\ t_s \geq 2mm \end{array} \right. \quad \text{Tel que } \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.10 \\ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 17.143 MPa \\ \sigma_e = 235 MPa \\ G = 0.9 MPa \end{array} \right.$$

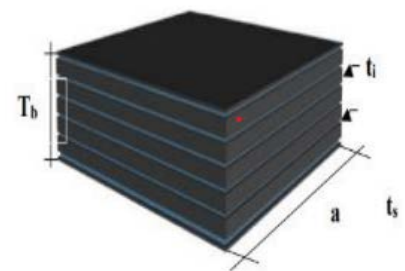
Alors

$$t_s > \frac{200}{8.1} \times \frac{17.143}{235} = 2.25mm$$

Nous prendrons

Tableau dimension de l'appareil d'appuis :

T <sub>i</sub> : feuillets d'élastomère	10mm
T <sub>s</sub> : frette métallique	3mm
N : enrobage des chants	4mm
E : enrobage extérieur	2.5mm



**X.5.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008**

Dans le cadre des vérifications des appareils d'appui selon le Règlement de la prévention des ouvrages d'art de 2008 (RPOA 2008), sous les combinaisons sismiques, les critères incluent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est exprimée par :

$$G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$$

Où :

- $\Psi$  est un coefficient de combinaison égal à 0, indiquant qu'il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire.

**X.5.4.1 Résistance à la compression**

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est fixé à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\sigma_m \leq 20 MPa$$

avec

**X.5.4.2 Stabilité au flambement**

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

Avec :

- $\gamma_s = 3$  coefficient partielle de sécurité.
- $P_u$  : 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 :  
 $P_c = 4GBS^2 d/h$
- $B$  : l'aire nominale de l'appui ( $a \times b$ ).  $= 0.0875 \text{ m}^2$
- $d$  : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère  $= 0.013 \text{ m}$
- $h$  : hauteur total de l'appareil d'appui  $= 0.06 \text{ m}$
- $S$  : facteur de forme  $= 0.0875 \text{ m}^2$

$$P_c = 8.00 \text{ MN} ; P_u = 1.77 \text{ MN} \quad 5.31 \text{ MN} \leq 8.00 \text{ MN} \text{ la condition vérifiée.}$$

**X.5.4.3 Limitation de la distorsion**

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

- $\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7) \times (0.27 - P)$  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 :  $\delta = d/T_b$

- $\delta$  : la distorsion de l'appareil d'appui.
- $d$  : déplacement horizontal.
- $T_b = 75 \text{ mm}$
- $P = 0.221 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.85$

$$d = d_{seisme} + d_{flu} + 0.4 d_T + 0.2 \times d_{déf}$$

$$= 0.093 + 0.0096 + 0.0061 \times 0.4 + 0.2 \times 0.0094 = 0.106 \text{ m}$$

$$\delta = 1.424 < \delta_c = 0.85 \rightarrow \text{condition non - vérifiée.}$$

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

## X.6 Dimension des des d'appuis :

### X.6.1 Dimensionnement des dés d'appuis

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 :

$$A = 250 + 100 + 50 = 400 \text{ mm.}$$

$$B = 350 + 100 + 50 = 550 \text{ mm.}$$

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

Avec : a et b sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.  $H \geq 145.83$  mm on prendra  $H = 150$  mm.

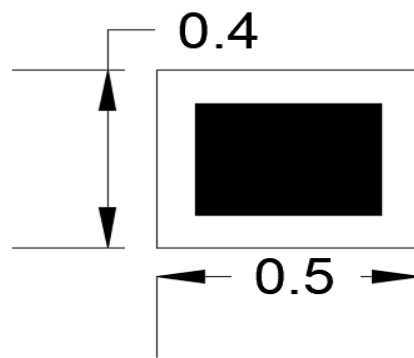


Figure XI.04 Dimension des d'appuis

### X.6.2 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73)

- Armatures de chaînage

$$.Ac = \frac{0.25 * N}{\sigma_s} = 8.62 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA14$$

- Armatures horizontales

$$Ah = \frac{0.125 * N}{\sigma_s} = 4.31 \text{ cm}^2 \text{ donc } 4HA12$$

- Frette supérieure

$$As = \frac{0.04 * N}{\sigma_s} = 1.38 \text{ cm}^2 \text{ donc } 2HA12$$

- Frette inférieure

$$Ai = \frac{0.1 * N}{\sigma_s} = 3.45 \text{ cm}^2 \text{ donc } 4HA12$$

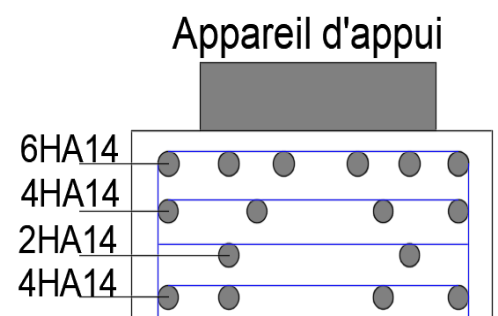


Figure x.05 ferrailage du dé d'appui

### **X.6.3 Les plaques de fixation**

Les dés d'appuis sont en acier afin de maintenir les positions des appareils d'appui et de prévenir leur glissement. Leur épaisseur est de 25 mm, avec une section supérieure de 5 cm de chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

### **X.7 JOINT DE CHAUSSEE**

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif essentiel pour maintenir la continuité du trafic là où le tablier d'un pont est interrompu. Il permet à la structure de se dilater en réponse aux variations de température, aux effets du trafic et aux caractéristiques propres de chaque matériau utilisé.

Un joint de dilatation doit remplir les critères suivants :

- Assurer la liberté de mouvement du pont pour se dilater et se contracter sans contrainte excessive.
- Maintenir une surface de roulement continue pour assurer la sécurité et le confort des usagers.
- Ne pas être une source de bruit ou de vibrations qui pourraient perturber les usagers ou les riverains.
- Offrir une bonne étanchéité ou permettre une évacuation efficace des eaux pour prévenir les dommages causés par l'humidité.

Ces propriétés sont cruciales pour assurer la durabilité et la fonctionnalité optimale des joints de dilatation dans les ponts routiers.

#### **X.7.1 Calcul de souffle**

Selon le Règlement de prévention des ouvrages d'art de 2008 (RPOA 2008), le souffle d'un joint désigne le déplacement relatif maximal anticipé entre les deux éléments en regard, mesuré le long de leur composante longitudinale. Le dimensionnement est effectué selon la combinaison suivante :

$W$  : souffle total du joint.

$WS$  : le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale.

$$Ws = dsiesme\ long = \left(\frac{T^2}{4} \times \pi^2\right) \times Sa = 0.071m.$$

$WD$  : Souffle des déformations différées (retrait + fluage)  $WD = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$ .

WT : souffle thermique  $WT = L \times \epsilon T$ .

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 36 m).

$\epsilon T$  : coefficient de la température.  $\xi T = 0.0002$ .

$\epsilon f$  : coefficient de fluage  $\epsilon f = 3 \times 10^{-4}$ .

$\epsilon r$  : coefficient de retrait,  $\epsilon r = 2 \times 10^{-4}$ .

$WD = 0.0095m$ .  $WT = 0.0061m$ .

$Ws = 0.0710m$ . Donc :  $W = 0.042 m = 4.20 cm$

### **X.7.2 Type de joint**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 4.20 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.

**Tableau X. 8 Modèles des joints Wd.**

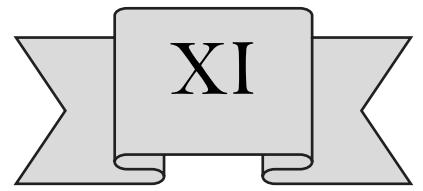
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN) <sup>®</sup>	Nb <sup>®</sup>
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dans le cas de notre ouvrage n'est pas biais → Droite (100gr).

Suivant le souffle total, on a choisi le joint Wd60.

### **X.8 RESUME**

Les équipements d'un pont jouent un rôle crucial dans sa conception, son calcul et sa résilience. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont de remplir efficacement sa fonction vis-à-vis des usagers, particulièrement après un séisme.



CHAPITRE XI  
ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE

---

## **XI.1 INTRODUCTION**

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape cruciale du projet. Son objectif est de transférer efficacement les charges et surcharges vers le sol des fondations. Chaque support (pile ou culée) est défini par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, qui doivent être conformes aux exigences spécifiques du franchissement. Ce chapitre abordera les différentes phases de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

### **XI.2 Etude de la pile :**

Les piles sont un élément essentiel des ponts, jouant un rôle crucial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Elles assurent un soutien intermédiaire en absorbant les charges du tablier, qui peut être simplement appuyé sur elles, partiellement encastré, ou totalement encastré. Ainsi, les piles supportent non seulement des charges verticales, mais également des forces horizontales dans certains cas, comme celles dues aux séismes et au freinage.

#### **XI.2.1 Conception de la pile/documents SETRA**

La conception des piles est adaptée en fonction de l'environnement d'implantation, de la méthode de construction du tablier et des conditions du site. Nous avons opté pour le modèle de base B, caractérisé par des piles composées de colonnes (fûts) de section circulaire, ce choix permettant une utilisation optimisée des matériaux.

**Tableau XI. 1 Implantation des piles**

Pile	Position	Type de fondation	Nombre de voile
P1	Pk3+377	Profonde	2
P2	Pk3+417	Profonde	2
P3	Pk3+457	Profonde	2
P4	Pk3+497	Profonde	2
P5	Pk3+537	profonde	2

**Tableau XI. 2 Dimension de la pile la plus haute**

	H(m)	B(m)	L(m)		H(m)	Nombre	B(m)	L(m)
<b>Chevêtre</b>	1.425	2.5	14.3	Voile	9.97	2	1.5	4.5

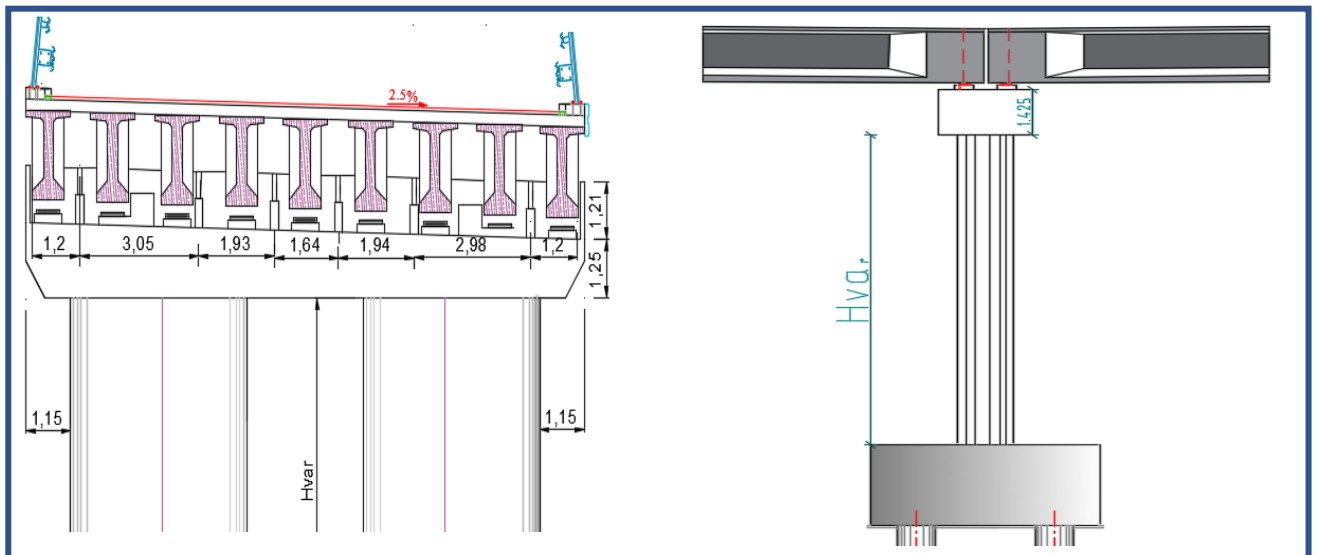


Figure XI.01 dimension de la pile

**XI.2.2 études de la pile :**

**des éléments**

**XI.2.2.1 étude de chevron :**

Le chevron est habituellement soumis à deux types de charges : une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevron est principalement causée par les réactions d'appui du tablier lorsqu'une seule travée est chargée, en raison de l'excentricité transversale des charges.

➤ **Flexion longitudinale :**

Le chevron est reposé sur des colonnes peut présenter par le schéma statique suivant :

La modélisation du chevron est réalisée à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats des calculs sont présentés dans les figures suivantes.

Les charges pris en considération sont :  $\begin{cases} G_{max} \text{ de tablier} \\ Q_{max}(Al) \end{cases}$

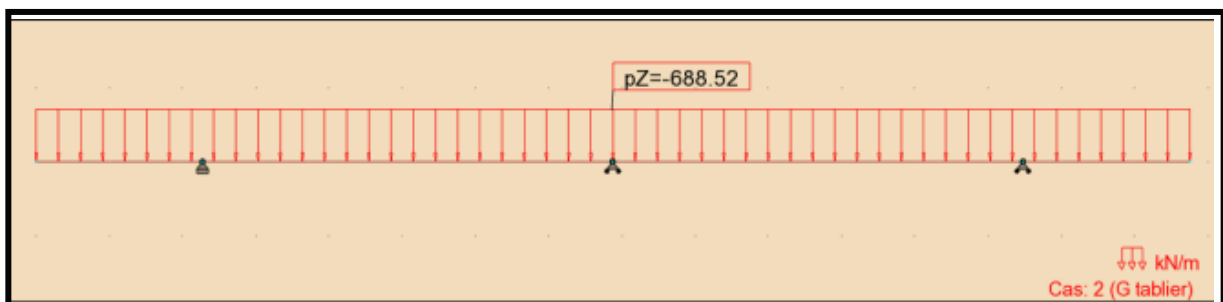


Figure XI.02 Modélisation du chevron

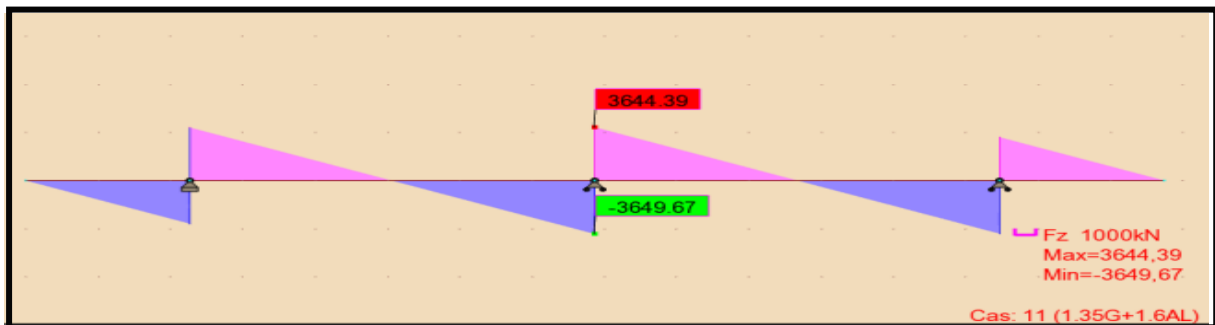


Figure XI.03 Effort tranchant maximale a l'ELU

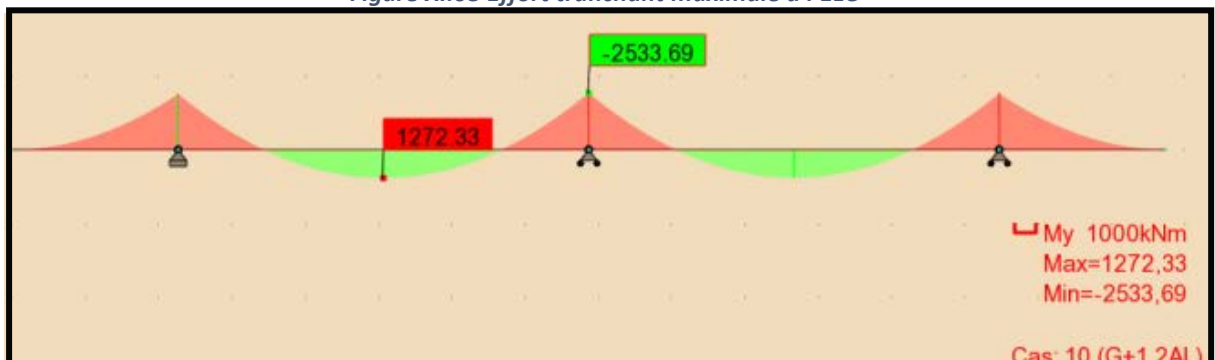


Figure XI.04 Moment maximale a l'ELS

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = -2533.69 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 1272.33 \text{ KN.m}$

$T_{ELU} = 3649.67 \text{ KN}$ .

### ➤ Ferrailage

La nappe supérieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est négatif :  $M_{sup} = -2486.43 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvé que  $A_s \geq 67 \text{ cm}^2$  14HA25  $A_s = 68.72 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 7 cm et enrobage de 5cm.

La nappe inférieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est positif :  $M_{sup} = 1272.33 \text{ KN.m}$

Par robot expert : nous avons trouvé que :

$$A_s \geq 33,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA25 + 8HA16 \rightarrow A_s = 45.54 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 17 cm et enrobage de 5cm.

### Les armatures transversales :

Par robot expert : 1 cadre de HA14 espacement = 10 cm zone critique et 15 cm zone courant.

#### ➤ Dimensionnement à la torsion :

Détermination du ferrailage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de cheville et de largeur  $l_t$ .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \Phi + hc$$

$$l_t = l_c + \Phi \quad \text{si } l_c \geq \Phi + hc$$

$$hc = 1.65m, \Phi = 1.5m, l_c = 2.1m \text{ donc : } l_t = 2.1m$$

La contrainte tangente de torsion donne par  $\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent,  $b_n = \frac{hc}{6} = 0.275m$

$\Omega$  : L'aire de torsion

$$\Omega = (hc - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.65 - 0.275) \times (2.1 - 0.275) = 2.509m^2$$

#### ➤ Evaluation de moment de torsion :

Phase de construction :

,

Phase de service :

$$C_2 = PA(l) \times e \quad PA(l) = 114.07 \frac{KN}{ml}, e = 0.55m$$

Donc :

#### ➤ Vérification des contraintes tangentielles :

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_b = 97.49 \times 2.509 \times 0.275 = 0.070 MPa$$

$$\tau_v = v_u b_0 \times d, b_0 = 2.1m, d = 0.9 \times hc = 1.485m$$

$$\tau_v = 3649.67 \times 2.1 \times 1.485 = 1.170 MPa$$

$$1.374 MPa < 12.96 MPa \text{ vérifie}$$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_s = 1 \sigma_a \times c \times p^2 \times \Omega$$

P : périmètre du chevron, P = 6.95 m.

st: Contrainte admissible d l'acier st = 333.333MPa

$$.A_s = 1 \ 333.333 \times 97.49 \times 6.95^2 \times 2.509 = 4.05cm^2$$

Les armatures : 4HA12 → AS=4.52 cm avec espacement de 30 cm.

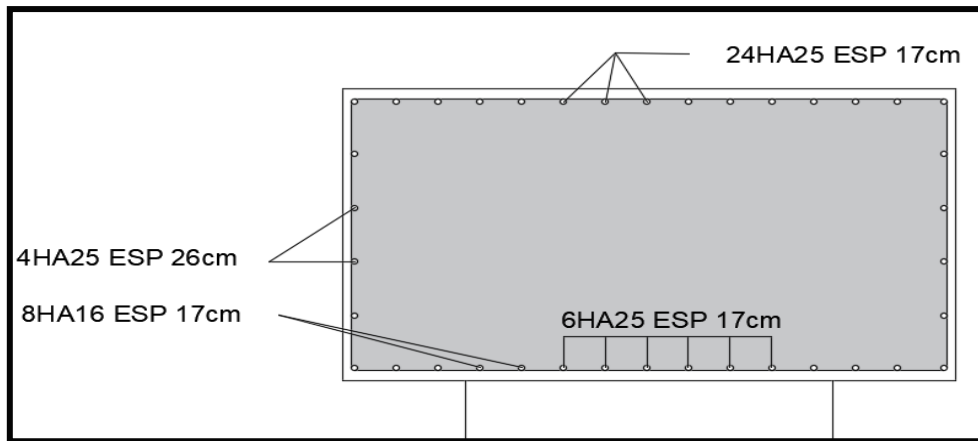


Figure XI.05 ferraillage du chevêtre

**XI.2.2.2 Etude voile :**➤ **Evaluation des efforts agissant sur voiles de la pile****Tableau XI. 3 Evaluation des efforts issus du tablier**

Désignation	N(KN)	H(KN)	I <sub>FV/0</sub>	I <sub>FH/0</sub>	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FH/0</sub>
Voiles	3364.87	0	0	4.985m	0	0
Chevêtre	1273.6	0	0	10.68m	0	0
G tablier	13079	0	0	11.395m	0	0
H <sub>f+r</sub>	0	168.525	0	11.395m	0	1920.34
HT°	0	106.31	0	11.395m	0	1211.40
Somme	17717.47	274.835	0	/	0	3131.74

**Tableau XI. 4 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée**

Désignation	N(KN)	H(KN)	I <sub>FV/0</sub>	I <sub>FH/0</sub>	M <sub>FV/0</sub>	M <sub>FH/0</sub>
Al	2606.4	0	0	/	0	/
Bc	1797.07	0	0	/	0	/
Mc120	1316.96	0	0	/	0	/
D240	2147.7	0	0	/	0	/
Freinage Al	0	111.575	0	11.395m	0	1271.39
Freinage Bc	0	180	0	13.395m	0	2051.1

➤ **Combinaison des efforts :**

Par rapport l'ELS :

**Tableau XI. 5 combinaisons de charge à l'ELS**

	N(Kn)	H(Kn)	Mh(KN.m)	Mv(kN.m)	ΔM
G	17717.47	232.311	2647.18	0	2647.18
G+1.2AL	20845.15	366.201	4172.86	0	4172.86
G+1.2*bc	19873.95	448.311	5108.50	0	5108.5
G+Mc120	19034.43	232.311	2647.18	0	2647.18
G+D240	19865.15	232.311	2647.18	0	647.18

Par rapport l'ELU :

**Tableau XI. 6 combinaisons de charge à l'ELU**

	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G	23918.58	323.187	3682.715	0	3682.716
1.35G+1.6AL	28088.82	501.707	5716.95	0	5716.95
1.35G+1.6Bc	26793.89	611.187	6964.47	0	6964.47
1.35G+1.35Mc120	25696.47	323.187	3682.71	0	3682.71
1.35G+1.35D240	26817.97	323.187	3682.71	0	3682.71

➤ **Sollicitation les plus défavorables :**

Par rapport l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 5108.5KN.m \\ T_{max} = 448.311kN \\ N_{corr} = 19873.95KN \end{array} \right.$$

Par rapport l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 3482.235KN.m \\ T_{max} = 905.6KN.m \\ N_{corr} = 905.6KN.m \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage :**

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 337.5cm^2$  pour la nappe supérieure

Donc : on prend 42HA32.

Avec Robot expert  $A_s = 337.5cm^2$  pour la nappe inférieure

Donc : on prend 42HA32.

Cadre transversale

Avec robot expert : 2HA16

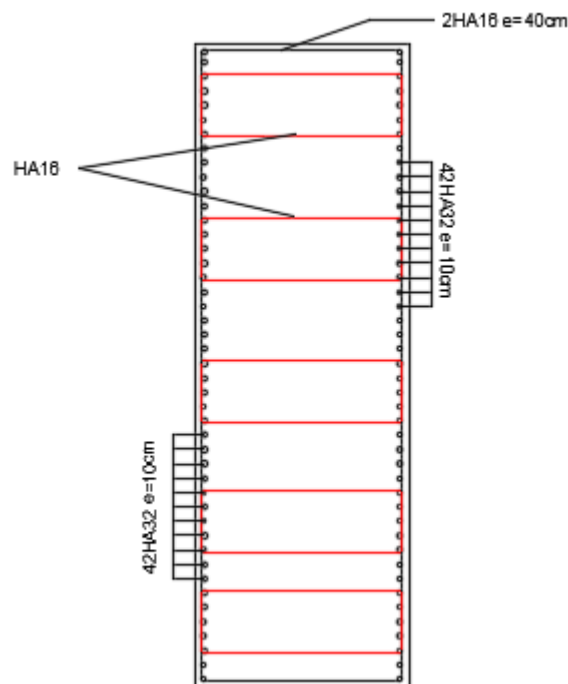


Figure IX.06 Vue en plan ferrailage voil

**X.2.3.3 Etude de fondation**

➤ **Evaluation des efforts agissant sur la semelle :**

**Tableau XI.7 Evaluations des efforts agissant sur la semelle :**

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontale (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G(chev+voile+semel)	7905.46	/	/
G (tablier)	13079	/	/
A(l)	2606.4	/	/
Bc	1797.07	/	/
Mc120	1316.96	/	/
D240	2147.7	/	/
Freinage A(l)	/	111.575	1455.49
Freinage Bc	/	180	2348.1
Ht	/	106.31	1386.81
H(ret+flua)	/	168.525	2198.408

➤ **Combinaison des efforts**

**Tableau XI. 8 combinaison des efforts**

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G+1.2Bc+0.6H <sub>t</sub> +H <sub>flv</sub>	23140.94	448.311	5848.217
ELU	1.35G+1.6Bc+0.9H <sub>t</sub> +H <sub>flv</sub>	31204.33	552.204	7203.5
ELA	G+E2+0.4H <sub>t</sub> +H <sub>flv</sub>	17180.68	1894.23	24710.23

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq L/2 - B/4, h = H - 0.1 \\ \text{tag } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \end{array} \right.$$

$$\frac{L}{2} - \frac{B}{4} = 1.42\text{m} < 1.55\text{m}$$

**Armatures transversale inférieure :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{h}$$

$$N_{max-ELS} = 3681.73 \text{ KN}$$

$$N_{max-ELA} = 8021.34 \text{ KN}$$

$$\sigma_a = 333.333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s-ELS} = 74.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-ELA} = 121.40 \text{ cm}^2$$

**Donc :  $A_s = 121.40 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.9 + 1.2 = 3.1 \text{ m}$ .

Qui donne les sections suivantes :  **$A_s\text{-ELA} = 40.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

$A_s = 40.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit : 5HA32, avec un espacement de 15 cm.

**Armatures longitudinales inférieure**

$A_{s1} = A_s / 2 = 20.265 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ; Soit : 6HA25, avec un espacement de 15 cm.

**Armatures transversales supérieure**

$A_{s2} = A_s / 3 = 13.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ; Soit : 6HA16, avec un espacement de 15 cm.

**Armatures longitudinales supérieure**

$A_{s3} = A_s / 4 = 10.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ; Soit : 5HA20, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales**

$A_{s4} = A_s / 10 = 4.053 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 20 cm.

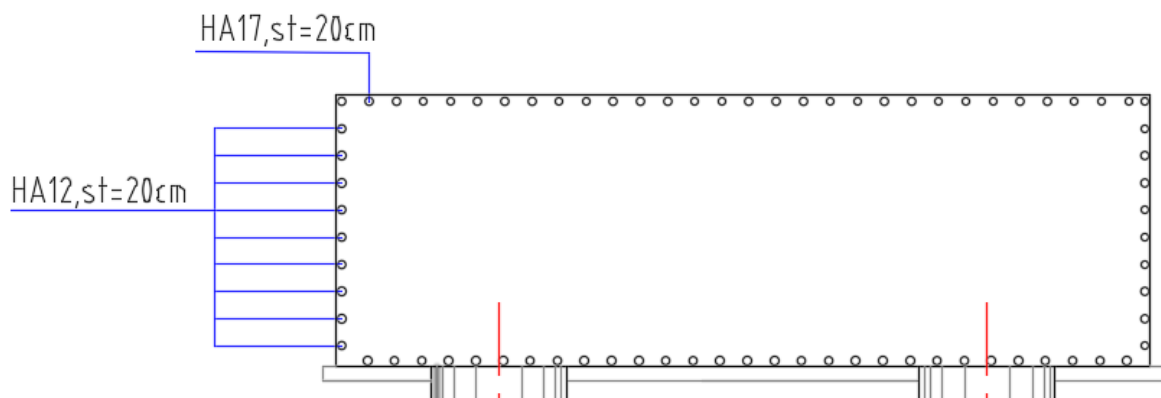


Figure X.8 ferrailage de la semelle

**XI.3 Etude des pieux :**

Géométrie différents élément d'un pont

**Tableau XI. 7 Géométrie de la semelle et de chevêtre**

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1.65	6	13.2
Chevêtre	1.425	2.5	14.3

**Tableau XI.8 Evaluation des efforts pour 2 travées chargées pour la plie la plus long**

Désignation	N(KN)	H(KN)	I <sub>FV</sub>	I <sub>FH</sub>	M <sub>FV</sub>	M <sub>FH</sub>
Semelle	3267	/	0	0.825	0	/
Voiles	3364.875	/	0	6.635	0	/
Chevêtre	1273.59	/	0	12.33	0	/
G.tablier	13079	/	0	13.045	0	/
H <sub>f+r</sub>	/	168.525		13.045	/	2198.408
HT°	/	106.31	/	13.045	/	1386.81
Freinage al	/	111.575	0	13.045	0	1455.49
Freinage bc	/	180	0	13.045	0	2348.1
Somme	20984.46	523.885	/	/	0	6834.08

$$F_{r+f} = H_{r+f} = \frac{n \times G \times ab \times \Delta l r + f}{T} = \frac{9 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.35 \times 0.0107}{0.045} = 168.525kN$$

$$F_t = HT^\circ = 106.31$$

**Tableau XI.9 Evaluation des efforts issus du tablier**

Charge	Culée	Pile
R <sub>g</sub>	6539.5	13079
R(al)	1936.8	2606.4
R(bc)	1675.17	1797.07
R(Mc120)	1112.9	1316.9
R(D240)	1858.46	2147.7

**Combinaisons de charges a l'ELS**

**Tableau XI.10 combinaisons de charges à l'ELS**

Combinaison	N(KN)	H(KN)	M <sub>h</sub>	M <sub>v</sub>	ΔM	R1	R2
G	20984.46	232.311	3030.49	0	3030.49	2412.60	2833.50
G+1.2Al	24112.14	366.201	4777.09	0	4777.09	2682.27	3345.76
G+1.2Bc	23140.94	448.311	5848.21	0	5848.21	2486.49	3298.74
G+Mc120	22301.42	232.311	3030.49	0	3030.49	2577.22	2998.13
G+D240	23132.16	232.311	3030.49	0	3030.49	2681.07	3101.97

**Combinaisons de charges à l'ELU :****Tableau XI.11 combinaisons de charges à l'ELU**

Combinaison	N(KN)	H(KN)	M <sub>h</sub>	M <sub>v</sub>	ΔM	R1	R2
<b>1.35G</b>	28329.02	323.187	4215.97	0	4215.97	3248.35	3833.9
<b>1.35G+1.6Al</b>	32499.26	501.707	6544.76	0	6544.76	3607.91	4516.9
<b>1.35G+1.6Bc</b>	31204.33	611.187	7972.93	0	7972.93	3346.86	4454.21
<b>1.35G+1.35Mc120</b>	30106.91	323.187	4215.97	0	4215.97	3470.59	4056.21
<b>1.35G+1.35D240</b>	31228.41	323.187	4215.97	0	4215.97	3610.77	4196.32

D'après le rapport géotechnique :

- Els rare (compression)

Capacite du pieux Q=3576.4KN avec une longueur de 6m

- Elu fondamentale

Capacité du pieux Q=4930.9KN avec une longueur de 6m

$$66 \times 2 \times \pi \times \frac{1.2}{2} = 9 \times \pi \rightarrow \text{ce qui nous donne un pieu } \phi = 1.2\text{m et } h = 7.5\text{m}$$

**XI.3.1 Nombre des pieux**

Le nombre de pieux dépend de la capacité portante d'un pieu spécifique établie par le rapport géotechnique, ainsi que de la charge verticale exercée par le tablier et la culée.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} = 8$$

**XI.3.1 Action sur les pieux**

Le moment fléchissant à la base du pieu est donnée par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{X_{op}}{X_{om}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda}$$

Avec

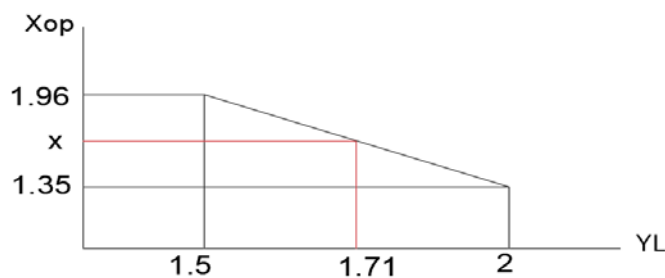
- $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4EI}}$  : coefficient d'amortissement du module de WARNER
- $\bar{p} = H_{max} = 56.04\text{KN a l'ELS}$

**Tableau XI.12 récapitulatif des caractéristiques d'un pieu :**

<b>L</b>	7.5m
<b>E</b>	33000MPa
<b>Cu</b>	30MN/m <sup>3</sup>
<b>b</b>	1.2m
<b>I</b>	0.101M <sup>4</sup>
<b>λ</b>	0.228

**Calcul de X<sub>op</sub> :**

A l'aide du graphe suivant nous allons calculer X<sub>op</sub> :

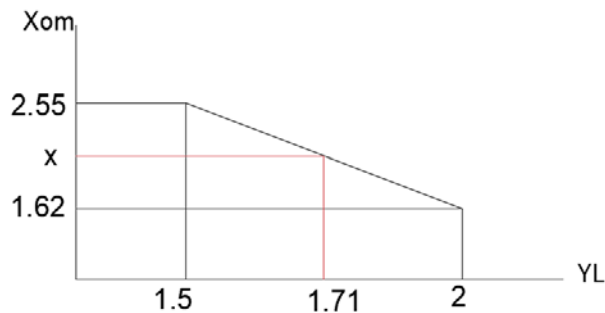


Par interpolation :

Nous avons  $\frac{1.96-1.35}{2-1.5} = \frac{1.96-x}{1.71-1.5} \rightarrow X_{op} = 1.704$

**Calcul de X<sub>om</sub> :**

A l'aide du graphe suivant nous allons calculer X<sub>om</sub> :



Par interpolation :

Nous avons  $\frac{2.55-1.62}{2-1.5} = \frac{2.55-x}{1.71-1.5} \rightarrow X_{om} = 2.16$

Pour cela :

$$\bar{M} = \frac{X_{op}}{X_{om}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda} = \frac{1.704}{2.16} \times \frac{56.04}{0.228} = 193.9KN$$

**XI.3.2 ferrailages des pieux selon la flexion composée :**

Nous avons par rapport :

A l'ELS

A l'ELU

Selon le logiciel Robot expert :

Section d'acier :

$$A_s = \begin{cases} 22.6\text{cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}20 & (1) \\ 113.1\text{cm}^2 \rightarrow 24\text{HA}25 & (2) \end{cases}$$

Nous avons opté pour  $A_s=113.1\text{cm}^2$  car elle est grande.

$$A_s = 113.1\text{cm}^2 \rightarrow 24\text{HA}25 \text{ avec un espacement de } 15\text{cm}$$

Cerces transversales :

1 cerces HA14 esp=cm en zone critique et esp= cm en zone courante.

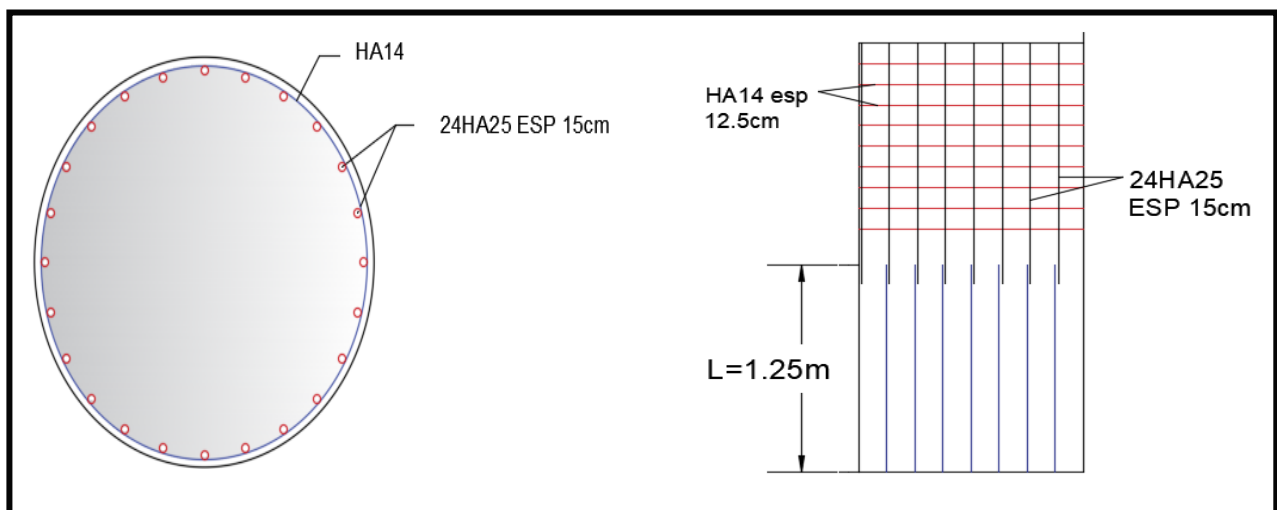


Figure XI.05 Ferrailage d'un pieu

# CONCLUSION

---

---

## CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Le travail que nous avons effectué sous thème de conception et étude d'un viaduc type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.), viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP (Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics) de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce modeste travail nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.P.E.L, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, ROBOT ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

Enfin, la bonne réalisation de l'ouvrage selon les règles conforme à l'étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serrée et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

# BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [4] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2020/2021.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [6] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2020/2021.
- [9] : Y. Guyon, "Calcul des Ponts Grandes à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. pp 553-612.
- [10] : Ch. Massonnet, "Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [11] : Richard Bares et Charles Massonnet, "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes ». Maison d'Édition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [12] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [13] : Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA , 1999.
- [14] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [15] : Mme. MERDOUD. Cours mécanique des sols, ENSTP 2020/2021
- [16] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [17] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [18] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [19] : GHERIB Ahmed rami & ABIZA Ridha : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC DU 80+315.04 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DJEN DJEN "W. JIJEL" A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics – 2019.

# **Annexe A**

# Données

Titre du projet : VIADUC PK 3+337.5 (pieu n°3)

Numéro d'affaire : 11221

Commentaires : N/A

Titre du calcul : APPUIE 03

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par mesures

Pas du calcul (m) : 1,00

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,50

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

## Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : -2,00

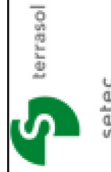
## Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ps	pl*	kp	pp
1	Couche 1		-3,00	11,11	1,00	300,00	1,10	1,00
2	Couche 2		-4,00	31,15	1,00	800,00	1,10	1,00
3	Couche 3		-5,00	35,10	1,00	980,00	1,10	1,00
4	Couche 4		-6,00	40,00	1,00	1600,00	1,20	1,00
5	Couche 5		-7,00	40,00	1,00	1980,00	1,20	1,00
6	Couche 6		-8,00	40,00	1,00	1970,00	1,20	1,00
7	Couche 7		-9,00	40,00	1,00	2430,00	1,20	1,00
8	Couche 8		-10,00	120,00	1,00	4820,00	1,80	1,00
9	Couche 9		-11,00	120,00	1,00	4790,00	1,80	1,00
10	Couche 10		-12,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
11	Couche 11		-13,00	120,00	1,00	4800,00	1,80	1,00
12	Couche 12		-14,00	120,00	1,00	4820,00	1,80	1,00
13	Couche 13		-15,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
14	Couche 14		-16,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
15	Couche 15		-17,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
16	Couche 16		-18,00	120,00	1,00	4800,00	1,80	1,00
17	Couche 17		-19,00	120,00	1,00	4820,00	1,80	1,00
18	Couche 18		-20,00	120,00	1,00	4790,00	1,80	1,00
19	Couche 19		-21,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
20	Couche 20		-22,00	120,00	1,00	4820,00	1,80	1,00
21	Couche 21		-23,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00
22	Couche 22		-24,00	120,00	1,00	4410,00	1,80	1,00
23	Couche 23		-25,00	120,00	1,00	4810,00	1,80	1,00

# Données

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 23,00

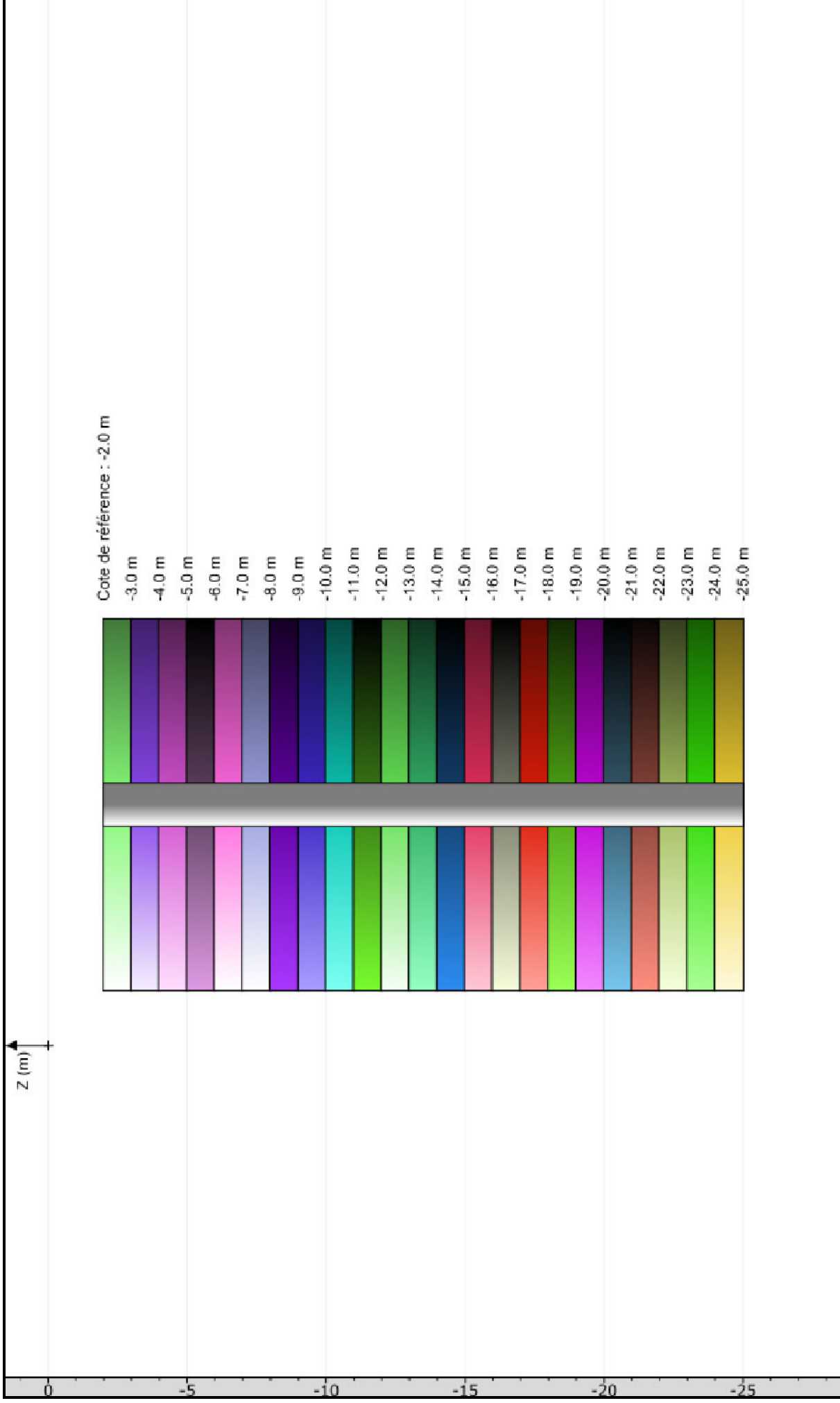


**FoXta v3**  
v3.3.6

Imprimé le : 15/11/2023 - 14:20:46  
Calcul réalisé par : COSIDER

Projet : dimensionnement des fondations PK03  
Module : Fondprof (Pieu 3/8)

# Onglet "Calcul"



File : C:\Users\ZAIDI\AppData\Local\Temp\Terrasol\Foxta v3\22648\temp[FP]-3.resu

Calcul réalisé le : 15/11/2023 à 14h20  
par : COSIDER

## Options du calcul :

- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V
- profil de pression limite  $p_l^*$  défini par points de mesure

## Choix des coefficients de pondération :

- selon Fascicule 62
- pour pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.700	0.500	0.640	0.710	0.830
Pointe	0.500	0.360	0.450	0.710	0.830

Cote de référence : -2.000

Section du pieu : 1.767  
Périmètre : 4.712

## Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	$p_l^*$	kp	$\rho_p$	qs	$\rho_s$
01	-3.00	300.00	1.10	1.00	11.11	1.00
02	-4.00	800.00	1.10	1.00	31.15	1.00
03	-5.00	980.00	1.10	1.00	35.10	1.00
04	-6.00	1600.00	1.20	1.00	40.00	1.00
05	-7.00	1980.00	1.20	1.00	40.00	1.00
06	-8.00	1970.00	1.20	1.00	40.00	1.00
07	-9.00	2430.00	1.20	1.00	40.00	1.00
08	-10.00	4820.00	1.80	1.00	120.00	1.00
09	-11.00	4790.00	1.80	1.00	120.00	1.00
10	-12.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
11	-13.00	4800.00	1.80	1.00	120.00	1.00
12	-14.00	4820.00	1.80	1.00	120.00	1.00
13	-15.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
14	-16.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
15	-17.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
16	-18.00	4800.00	1.80	1.00	120.00	1.00
17	-19.00	4820.00	1.80	1.00	120.00	1.00
18	-20.00	4790.00	1.80	1.00	120.00	1.00
19	-21.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
20	-22.00	4820.00	1.80	1.00	120.00	1.00
21	-23.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00
22	-24.00	4410.00	1.80	1.00	120.00	1.00
23	-25.00	4810.00	1.80	1.00	120.00	1.00

Pas du calcul : 1.00

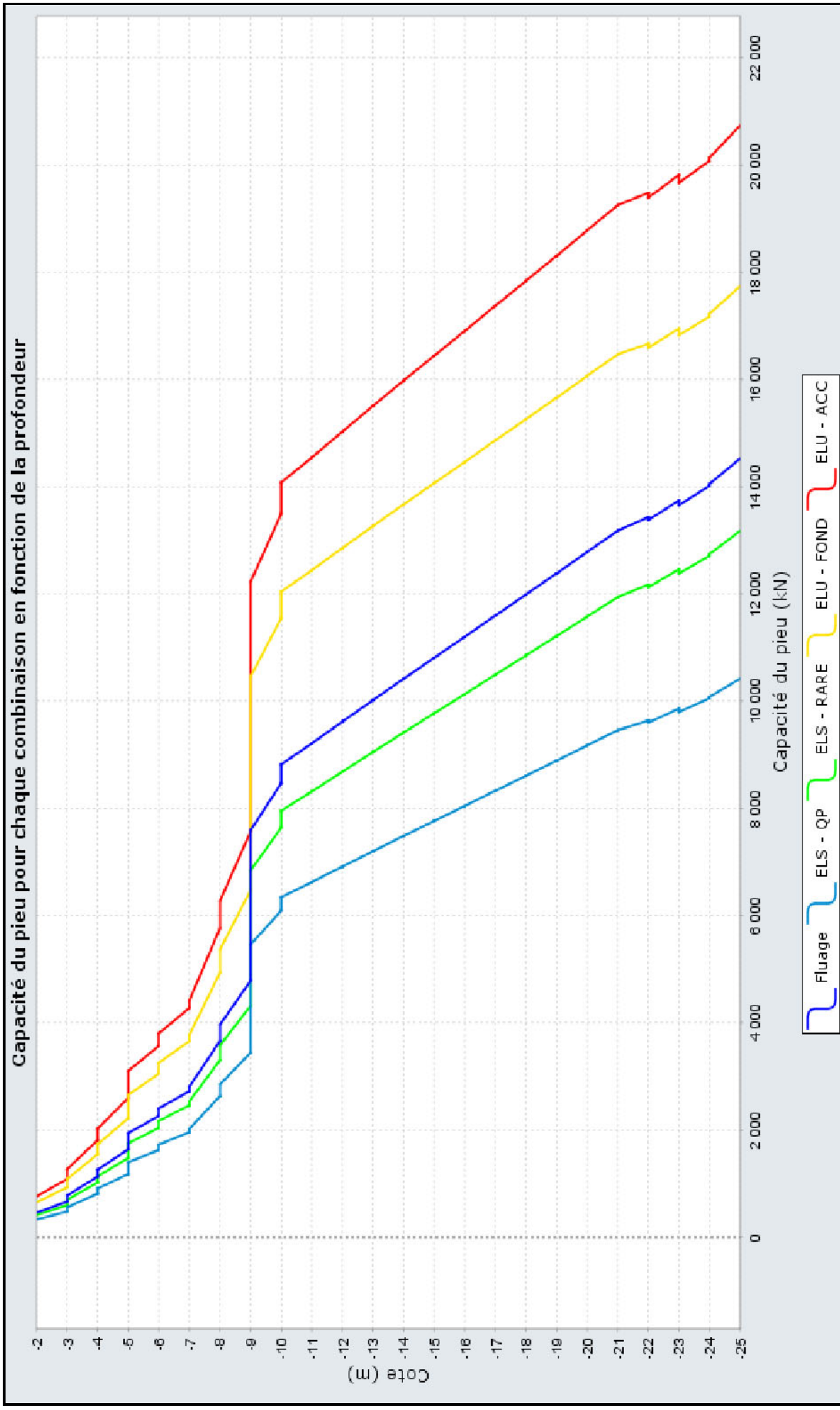
\*\*\*\*\*  
 \*\*\*SOLUTION\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

Calcul à longueur imposée : L = 23.00

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
--------	------	-----	-----	----	----	----	--------	--------	----------	----------	---------

01	-2.00	11.11	469.2	1.100	0.0	912.0	456.0	328.3	410.4	647.5	757.0
01	-3.00	11.11	643.1	1.100	52.4	1250.1	661.7	476.2	596.1	924.8	1081.1
01	-3.00	11.11	643.1	1.100	52.4	1250.1	661.7	476.2	596.1	924.8	1081.1
02	-3.00	31.15	757.5	1.100	52.4	1472.5	772.9	556.3	696.1	1082.6	1265.6
02	-4.00	31.15	1017.1	1.100	199.1	1977.1	1127.9	811.3	1017.1	1545.1	1806.3
02	-4.00	31.15	1017.1	1.100	199.1	1977.1	1127.9	811.3	1017.1	1545.1	1806.3
03	-4.00	35.10	1151.9	1.100	199.1	2239.2	1259.0	905.7	1135.1	1731.2	2023.8
03	-5.00	35.10	1419.7	1.100	364.6	2759.7	1635.0	1175.8	1475.2	2218.2	2593.1
03	-5.00	35.10	1419.7	1.100	364.6	2759.7	1635.0	1175.8	1475.2	2218.2	2593.1
04	-5.00	40.00	1588.8	1.200	364.6	3369.1	1939.7	1395.1	1749.4	2650.9	3098.9
04	-6.00	40.00	1765.8	1.200	553.0	3744.6	2259.4	1624.6	2039.0	3051.3	3567.0
04	-6.00	40.00	1765.8	1.200	553.0	3744.6	2259.4	1624.6	2039.0	3051.3	3567.0
05	-6.00	40.00	1898.6	1.200	553.0	4026.1	2400.2	1725.9	2165.7	3251.2	3800.7
05	-7.00	40.00	2078.4	1.200	741.5	4407.5	2722.8	1957.5	2458.0	3655.8	4273.7
05	-7.00	40.00	2078.4	1.200	741.5	4407.5	2722.8	1957.5	2458.0	3655.8	4273.7
06	-7.00	40.00	2158.8	1.200	741.5	4577.8	2808.0	2018.8	2534.6	3776.7	4415.0
06	-8.00	40.00	2836.5	1.200	930.0	6014.9	3658.5	2630.4	3301.9	4930.9	5764.3
06	-8.00	40.00	2836.5	1.200	930.0	6014.9	3658.5	2630.4	3301.9	4930.9	5764.3
07	-8.00	40.00	3124.0	1.200	930.0	6624.7	3963.4	2849.9	3576.4	5363.9	6270.5
07	-9.00	40.00	3773.8	1.200	1118.5	8002.5	4784.2	3440.2	4317.0	6475.9	7570.5
07	-9.00	40.00	3773.8	1.200	1118.5	8002.5	4784.2	3440.2	4317.0	6475.9	7570.5
08	-9.00	120.00	4279.2	1.800	1118.5	13611.4	7588.7	5459.4	6841.0	10458.3	12225.9
08	-10.00	120.00	4583.3	1.800	1684.0	14579.0	8468.3	6090.4	7638.3	11546.7	13498.3
08	-10.00	120.00	4583.3	1.800	1684.0	14579.0	8468.3	6090.4	7638.3	11546.7	13498.3
09	-10.00	120.00	4803.2	1.800	1684.0	15278.3	8818.0	6342.2	7953.0	12043.2	14078.7
09	-11.00	120.00	4802.2	1.800	2249.5	15275.1	9212.2	6623.8	8313.5	12442.5	14545.4
09	-11.00	120.00	4802.2	1.800	2249.5	15275.1	9212.2	6623.8	8313.5	12442.5	14545.4
10	-11.00	120.00	4802.5	1.800	2249.5	15276.1	9212.7	6624.1	8313.9	12443.2	14546.2
10	-12.00	120.00	4807.2	1.800	2815.0	15291.0	9616.0	6912.3	8682.5	12855.3	15028.0
10	-12.00	120.00	4807.2	1.800	2815.0	15291.0	9616.0	6912.3	8682.5	12855.3	15028.0
11	-12.00	120.00	4808.8	1.800	2815.0	15296.0	9618.5	6914.0	8684.8	12858.8	15032.1
11	-13.00	120.00	4810.1	1.800	3380.5	15300.3	10016.5	7198.3	9048.6	13263.3	15505.0
11	-13.00	120.00	4810.1	1.800	3380.5	15300.3	10016.5	7198.3	9048.6	13263.3	15505.0
12	-13.00	120.00	4812.2	1.800	3380.5	15307.0	10019.8	7200.8	9051.7	13268.1	15510.6
12	-14.00	120.00	4812.3	1.800	3946.0	15307.2	10415.8	7483.6	9413.7	13669.8	15980.2
12	-14.00	120.00	4812.3	1.800	3946.0	15307.2	10415.8	7483.6	9413.7	13669.8	15980.2
13	-14.00	120.00	4812.2	1.800	3946.0	15307.0	10415.7	7483.5	9413.6	13669.6	15980.0
13	-15.00	120.00	4810.8	1.800	4511.5	15302.6	10809.3	7764.7	9773.5	14068.0	16445.7
13	-15.00	120.00	4810.8	1.800	4511.5	15302.6	10809.3	7764.7	9773.5	14068.0	16445.7
14	-15.00	120.00	4809.9	1.800	4511.5	15299.5	10807.8	7763.5	9772.1	14065.8	16443.1
14	-16.00	120.00	4807.7	1.800	5076.9	15292.7	11200.2	8043.8	10130.9	14462.4	16906.8
14	-16.00	120.00	4807.7	1.800	5076.9	15292.7	11200.2	8043.8	10130.9	14462.4	16906.8
15	-16.00	120.00	4806.9	1.800	5076.9	15290.2	11199.0	8043.0	10129.8	14460.7	16904.8
15	-17.00	120.00	4808.9	1.800	5642.4	15296.3	11597.9	8327.9	10494.5	14866.5	17379.1
15	-17.00	120.00	4808.9	1.800	5642.4	15296.3	11597.9	8327.9	10494.5	14866.5	17379.1
16	-17.00	120.00	4808.5	1.800	5642.4	15295.1	11597.2	8327.4	10493.9	14865.6	17378.1
16	-18.00	120.00	4805.3	1.800	6207.9	15285.0	11988.1	8606.6	10851.3	15260.0	17839.2
16	-18.00	120.00	4805.3	1.800	6207.9	15285.0	11988.1	8606.6	10851.3	15260.0	17839.2
17	-18.00	120.00	4805.8	1.800	6207.9	15286.7	11988.9	8607.2	10852.1	15261.2	17840.5
17	-19.00	120.00	4805.7	1.800	6773.4	15286.4	12384.6	8889.8	11213.8	15662.4	18309.6
17	-19.00	120.00	4805.7	1.800	6773.4	15286.4	12384.6	8889.8	11213.8	15662.4	18309.6
18	-19.00	120.00	4803.5	1.800	6773.4	15279.2	12381.0	8887.2	11210.6	15657.3	18303.6
18	-20.00	120.00	4806.9	1.800	7338.9	15290.0	12782.2	9173.8	11577.4	16066.5	18782.0
18	-20.00	120.00	4806.9	1.800	7338.9	15290.0	12782.2	9173.8	11577.4	16066.5	18782.0
19	-20.00	120.00	4808.8	1.800	7338.9	15296.0	12785.2	9176.0	11580.1	16070.8	18786.9
19	-21.00	120.00	4807.3	1.800	7904.4	15291.3	13178.7	9457.1	11939.9	16469.0	19252.4
19	-21.00	120.00	4807.3	1.800	7904.4	15291.3	13178.7	9457.1	11939.9	16469.0	19252.4
20	-21.00	120.00	4808.9	1.800	7904.4	15296.4	13181.3	9458.9	11942.2	16472.6	19256.7
20	-22.00	120.00	4717.4	1.800	8469.9	15005.4	13431.6	9636.9	12173.1	16667.4	19484.5
20	-22.00	120.00	4717.4	1.800	8469.9	15005.4	13431.6	9636.9	12173.1	16667.4	19484.5
21	-22.00	120.00	4684.4	1.800	8469.9	14900.6	13379.2	9599.1	12126.0	16593.0	19397.5
21	-23.00	120.00	4665.6	1.800	9035.3	14840.5	13745.0	9860.3	12460.9	16951.9	19817.0
21	-23.00	120.00	4665.6	1.800	9035.3	14840.5	13745.0	9860.3	12460.9	16951.9	19817.0
22	-23.00	120.00	4610.0	1.800	9035.3	14663.8	13656.6	9796.6	12381.3	16826.4	19670.3
22	-24.00	120.00	4588.6	1.800	9600.8	14595.6	14018.4	10054.8	12712.6	17179.5	20083.1
22	-24.00	120.00	4588.6	1.800	9600.8	14595.6	14018.4	10054.8	12712.6	17179.5	20083.1
23	-24.00	120.00	4610.0	1.800	9600.8	14663.8	14052.5	10079.4	12743.2	17227.9	20139.6
23	-25.00	120.00	4660.0	1.800	10166.3	14822.8	14527.8	10419.4	13176.7	17742.3	20741.0

# Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur



# **Annexe B**

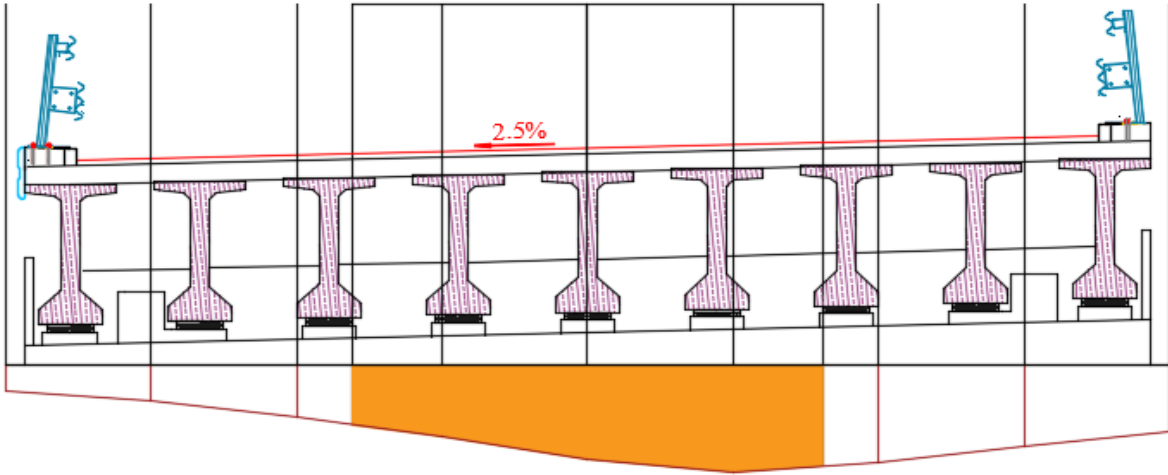


Figure 01 Ligne d'influence surcharge AL sur deux voies

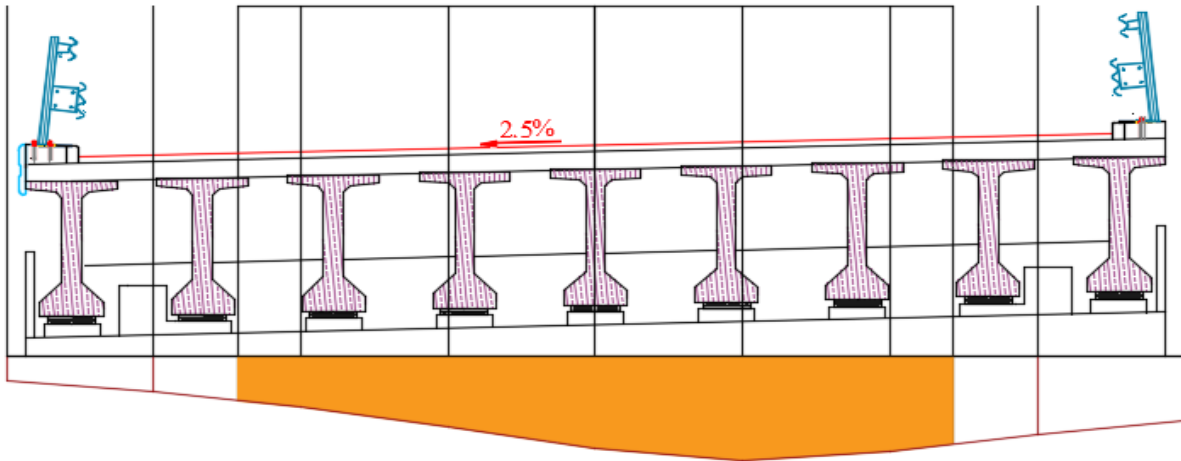


Figure 02 Ligne d'influence surcharge AL sur trois voies

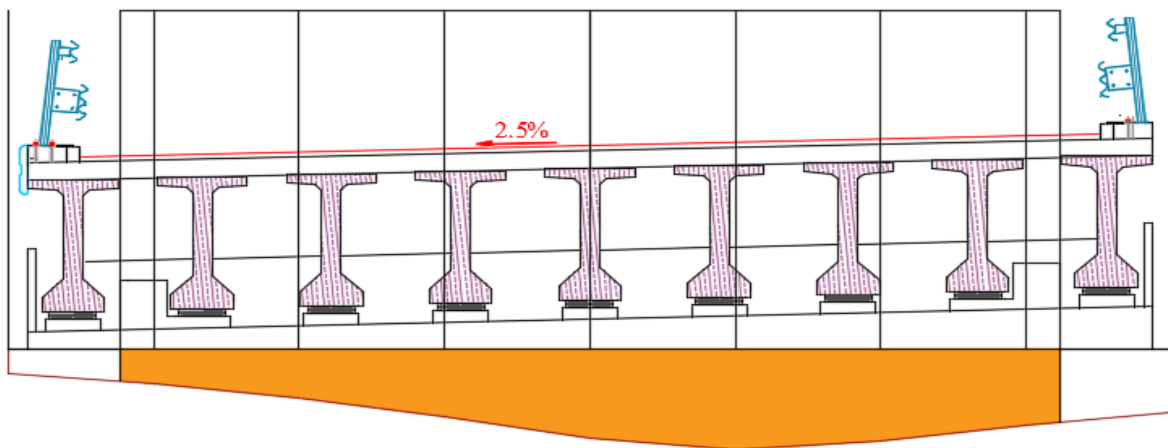


Figure 03 Ligne d'influence surcharge AL 4 voies

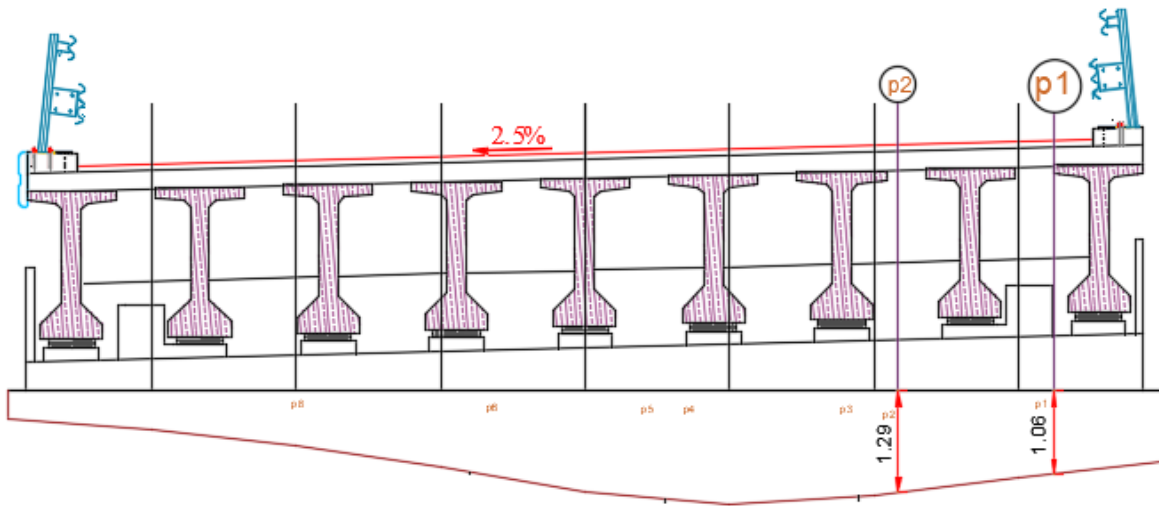


Figure 04 Ligne d'influence charge Bc sur une voie

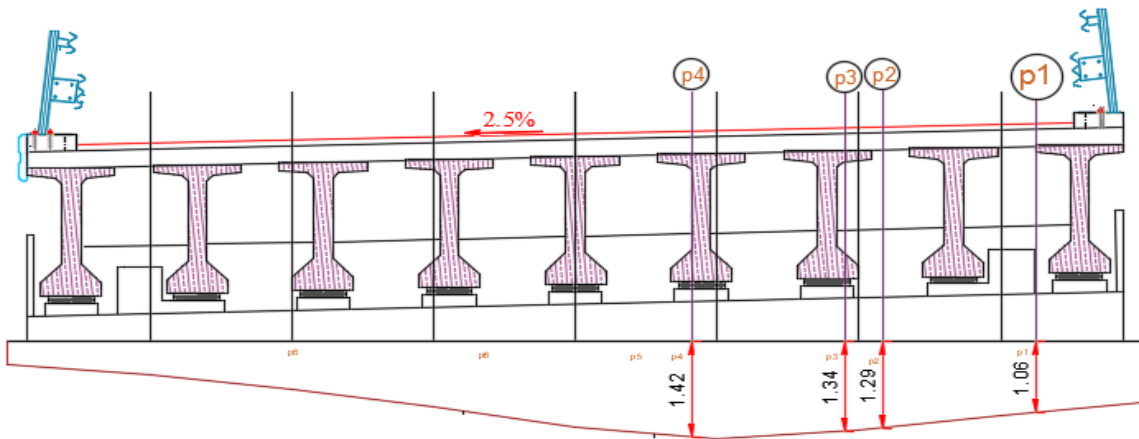


Figure 05 Ligne d'influence charge Bc sur deux voies

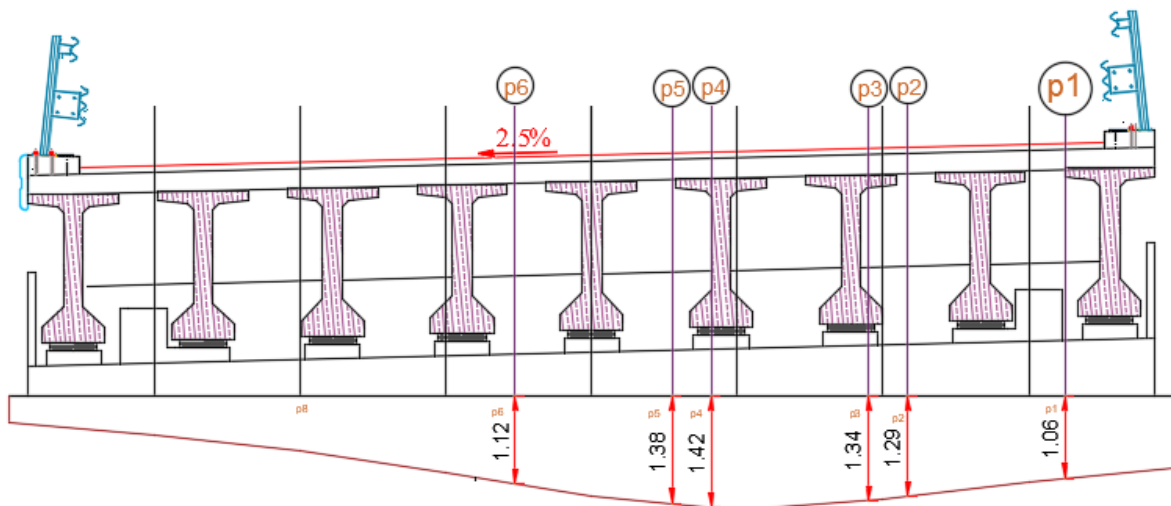


Figure 06 ligne d'influence Bc sur 3 voies

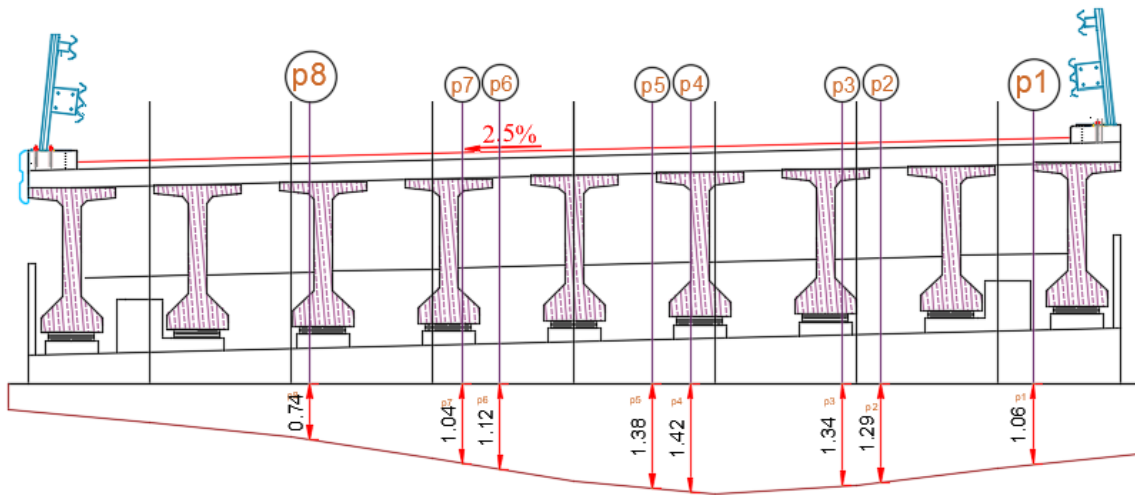


Figure 07 ligne d'influence Bc sur 4 voies

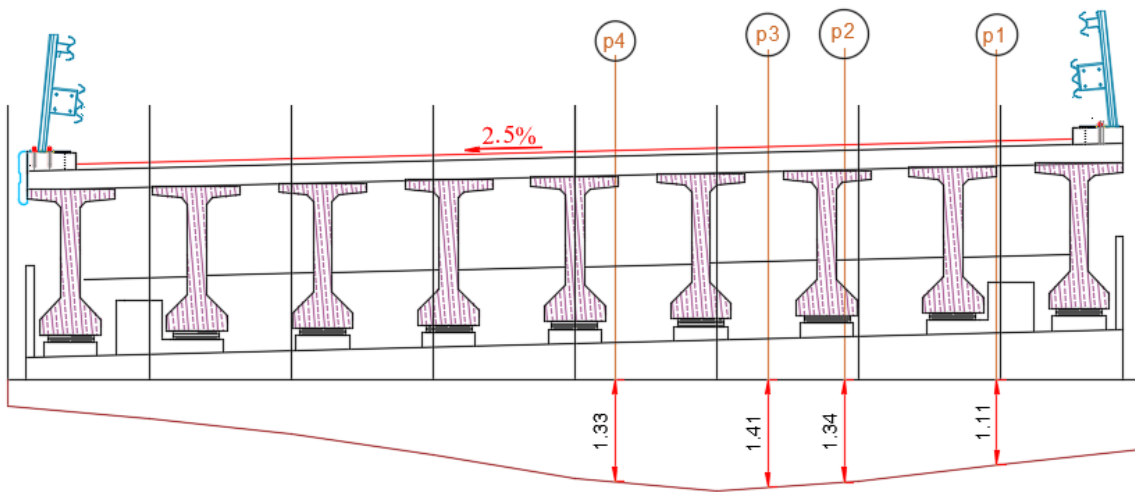


Figure 08 ligne d'influence pour BT2

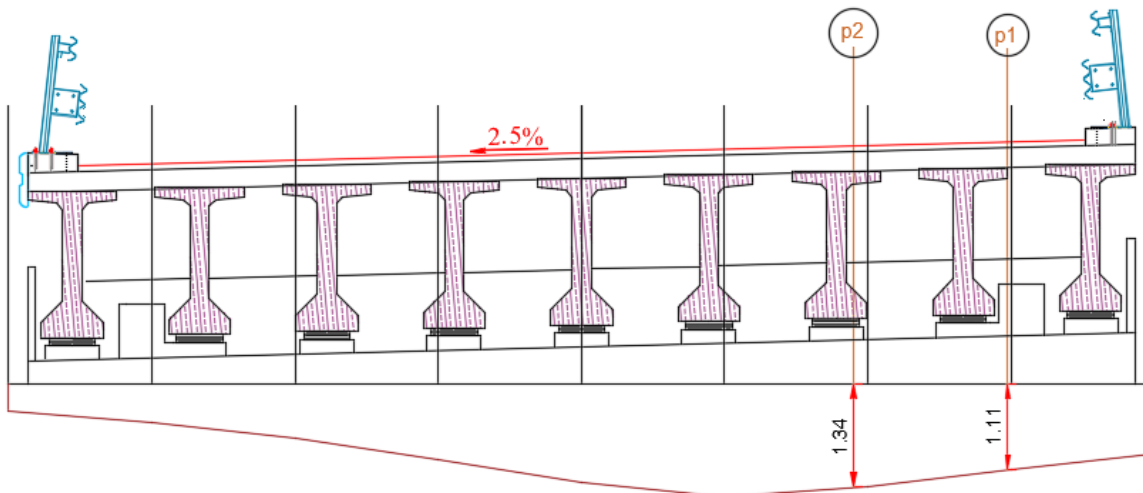


Figure 08 ligne d'influence pour BT1

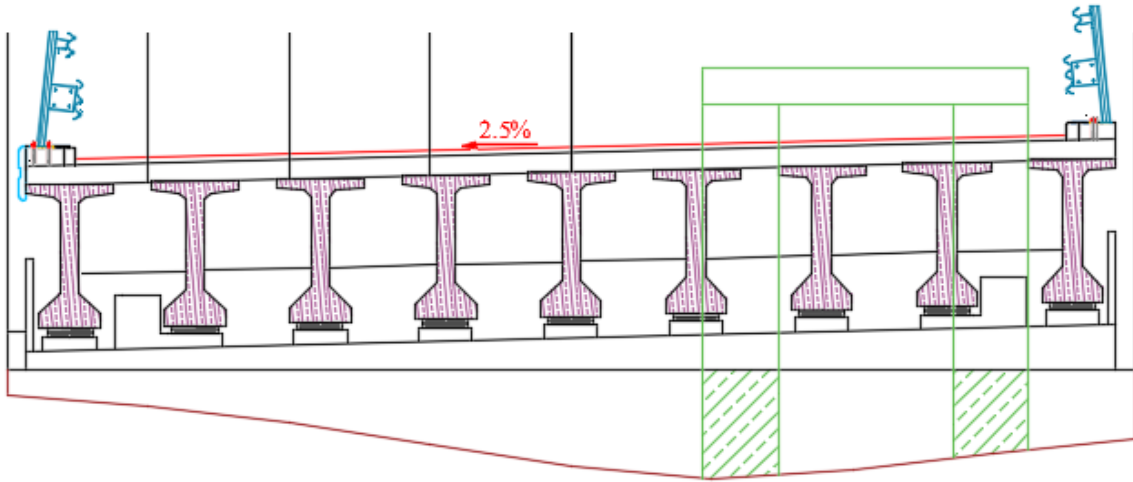


Figure 09 ligne d'influence Mc120 sur une voie

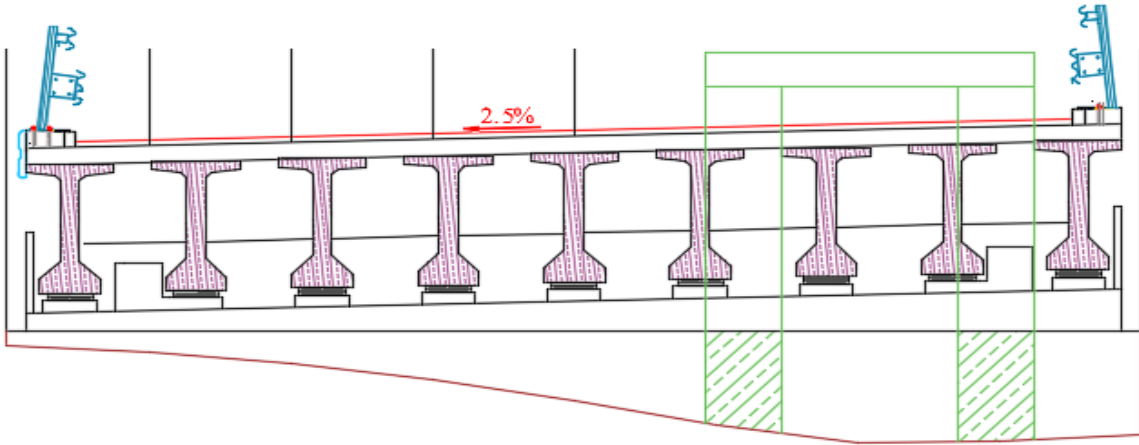


Figure 10 ligne d'influence Mc120 pour deux voies

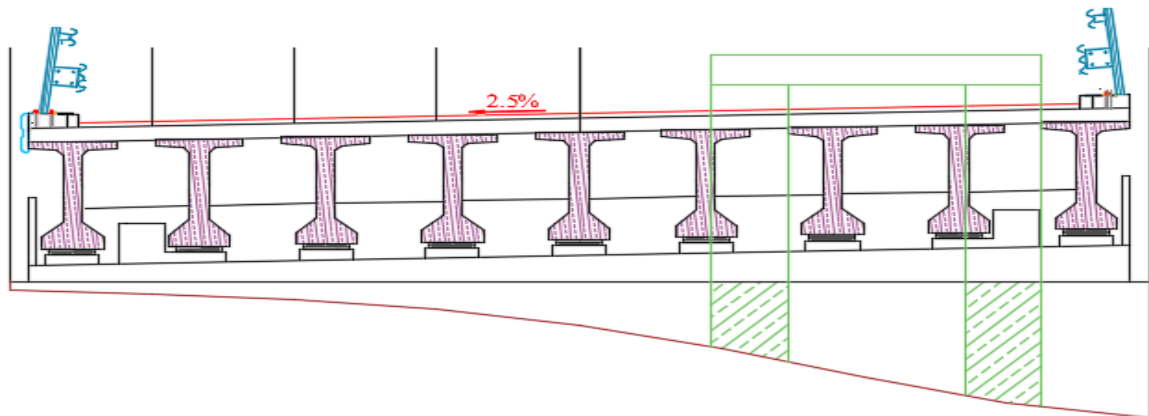


Figure 11 ligne d'influence Mc120 pour trois voies

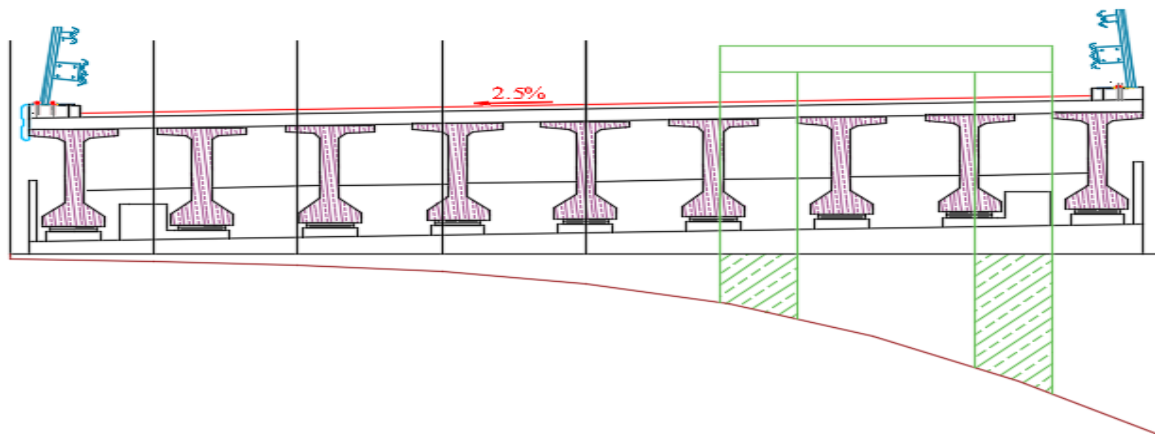


Figure 12 ligne d'influence Mc120 pour 04 voies

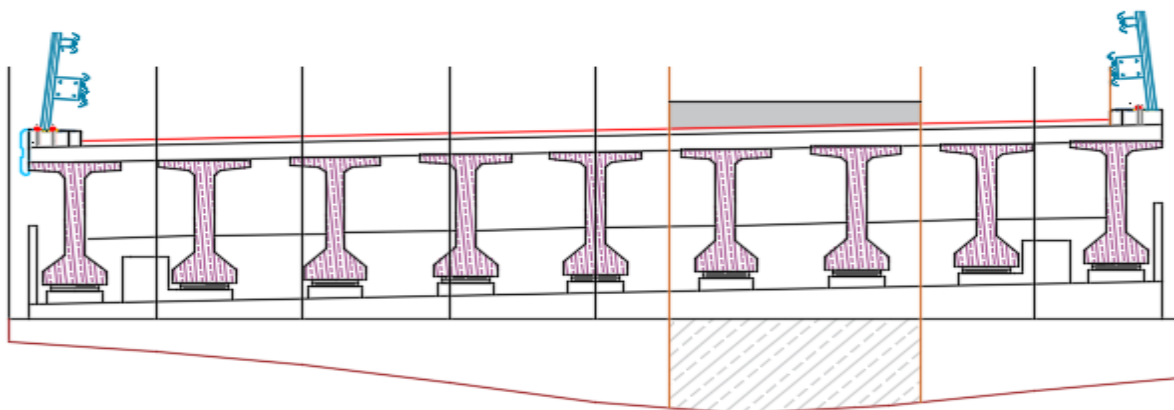


Figure 13 ligne d'influence D240 pour 01 voie

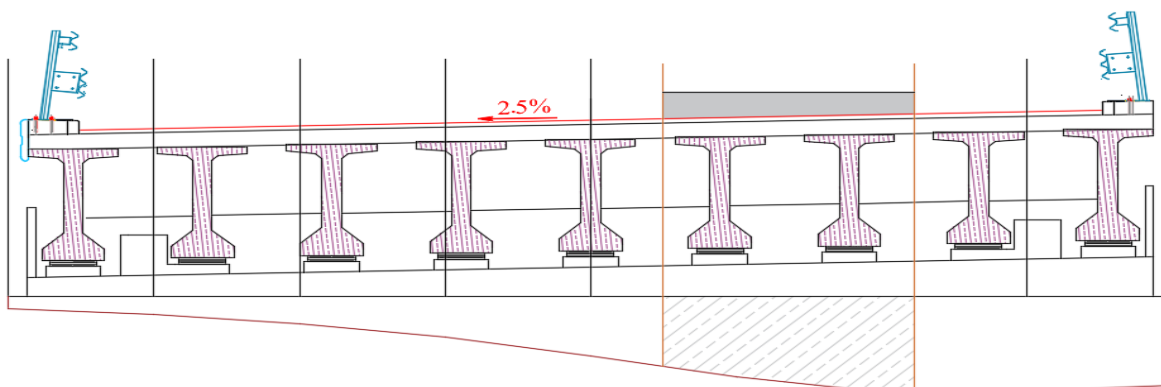


Figure 14 ligne d'influence D240 pour 02 voies

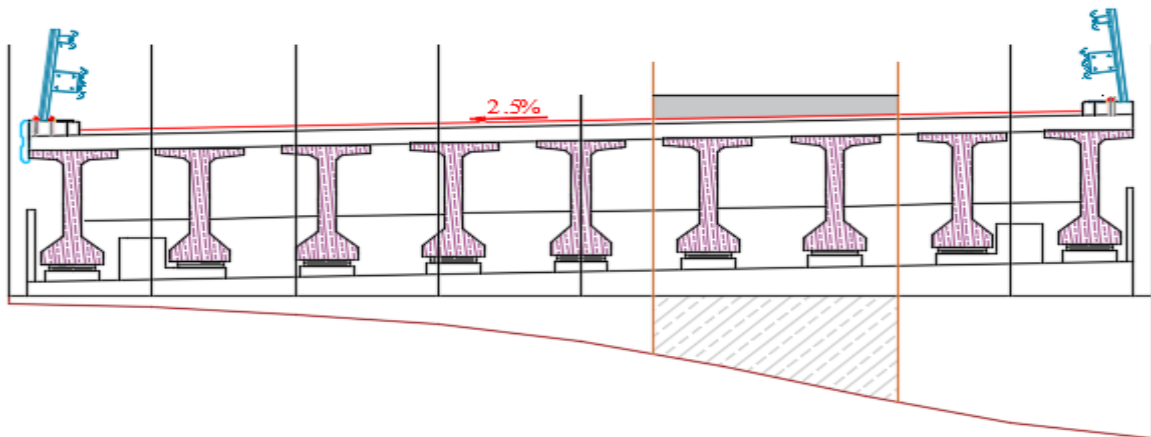


Figure 15 ligne d'influence D240 pour 03 voies

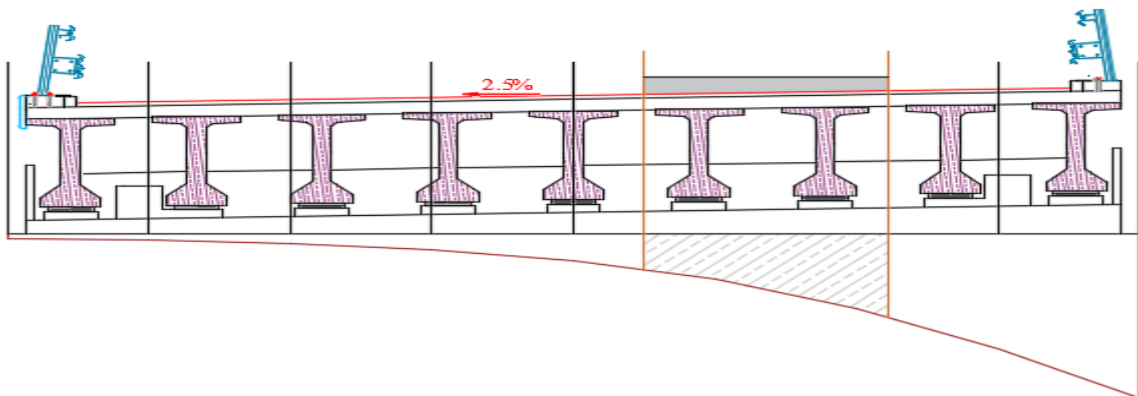


Figure 16 ligne d'influence D240 pour 04 voies