

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Travaux Publics**



**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de master

**Filière** : Travaux Publics

**Spécialité** : Voies et Ouvrages d'Art

**Thème**

Étude d'un tablier de pont à poutres en béton précontraint par post-tension,  
situé au PK 27+397 tronçons N°3 du projet de réalisation de la ligne  
ferroviaire minière dans la wilaya de Tébessa.

Présenté par :

M. MALLEK Koceila

Devant le jury composé de :

Mme BOUJIMIA Fazia	M.C.B a l'UMMTO	Présidente.
Mr SAHOUI Hamza	M.A.A a l'UMMTO	Examineur.
Mme HERMIME Tassadit	M.C.B a l'UMMTO	Encadrante.

Promotion : 2024/2025

## *Remerciements*

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers Dieu le Tout-Puissant, qui m'a accordé la santé, le courage, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

**Mes parents**, pour leur soutien constant et leurs encouragements sans faille tout au long de mon parcours académique. Leur présence continue a été une source précieuse de force et de motivation pour moi.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance envers ma promotrice, **Mme HERMIME**, pour sa disponibilité infaillible, ses orientations précieuses, son savoir exceptionnel, sa modestie exemplaire et son soutien constant tout au long de la réalisation de ce travail. Je suis également reconnaissant d'avoir bénéficié de tous les moyens qu'elle a mis à ma disposition, ce qui m'a permis de travailler dans les meilleures conditions.

J'exprime également ma sincère gratitude aux membres du jury pour le soin attentif qu'ils ont accordé à notre recherche en acceptant de l'évaluer. Je leur suis profondément reconnaissant pour le temps précieux et l'intérêt qu'ils ont bien voulu lui consacrer.

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation par la transmission de leur savoir et de leur expérience, et qui ont ainsi enrichi mon parcours académique.

## *Dédicace*

En ce moment solennel où je conclus cette étape significative de ma vie, je dédie humblement ce mémoire :

A mes très chers parents, votre soutien inconditionnel, vos encouragements constants et votre confiance en moi ont été les fondements essentiels de ma réussite.

A mes très chères Sœurs THIZIRI et DIHIA Que Dieu vous accorde santé, bonheur, courage et réussite dans tout ce que vous entreprendrez.

À mes amis et camarades, Avec qui j'ai partagé des moments inoubliables, remplis de joie et de complicité. Que notre amitié, marquée par tant de souvenirs précieux, reste forte sous la bienveillance de Dieu.

À tous ceux que j'aime et à ceux qui m'aiment, Je vous dédie humblement ce travail.

**KOCEILA**

## **Résumé**

Le présent travail porte sur l'étude d'un ouvrage d'art, en béton précontraint, il s'agit d'une étude global d'un passage supérieur au PK 27+397 de la ligne ferroviaire minière de la Wilaya de Tébessa.

Le travail comporte la présentation du site de réalisation, les principales caractéristiques de l'ouvrage, le pré dimensionnement, le calcul des éléments de la superstructure (poutres, hourdis, appareils d'appuis).

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse est effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2026. Les résultats obtenus sont ensuite expliqués sous forme de schémas représentant le ferrailage des principaux éléments composant la structure du pont.

### **Mots clés :**

Pont, béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et surcharges, modélisation.

### **Abstract :**

The present work focuses on the study of a prestressed concrete civil engineering structure. It consists of a geotechnical study of an overpass located at PK 27+397 of the mining railway line in the Wilaya of Tébessa.

The study includes the presentation of the construction site, the main characteristics of the structure, the preliminary design, and the calculation of the superstructure elements (beams, slabs, and bearings).

A numerical modeling and analysis are carried out using Autodesk Robot 2026 software. The obtained results are then illustrated through diagrams representing the reinforcement of the main structural components of the bridge.

### **Keywords :**

Bridge, prestressed concrete, post-tensioning, design, loads and overloads, modeling.

# Table des matières

Introduction général.....1

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction .....4

I.2. Description de l'ouvrage .....4

    I.2.1 Superstructure.....4

    I.2.2 Infrastructure.....5

I.3 Reconnaissance du site .....5

    I.3.1. Situation du projet .....5

    I.3.2. Géologie locale.....6

    I.3.3. Cadre hydrogéologique.....6

    I.3.4. Climat.....7

    I.3.5 Pluviométrie.....8

    I.3.6. Sismicité de la région.....8

I.4. Caractéristique des matériaux .....9

    I.4.1 La résistance à la compression .....9

    I.4.2 La résistance à la traction .....9

    I.4.3 Aciers .....10

        I.4.3.1 Les aciers passifs .....10

        I.4.3.2 Les aciers actifs .....10

I.5. Données fonctionnelles.....10

    I.5.1. Tracé en plan.....10

    I.5.2. Profil en long.....11

    I.5.3. Profil en travers.....11

I.6. Catégorie de l'ouvrage .....	12
I.7. Conclusion .....	12

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments du tablier**

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré-dimensionnement de la poutre .....	14
II.2.1 Hauteur de la poutre .....	14
II.2.2. Entre axes des poutres « $\lambda$ ».....	15
II.2.3. Nombre de poutre (N) .....	15
II.2.4. Épaisseur de l'âme « $b_0$ » .....	16
II.2.5. La table de compression (b).....	16
II.2.6. Le talon (bt) .....	17
II.2.7. Gousset .....	18
II.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis (dalle) .....	19
II.4. Caractéristiques géométriques de la poutre .....	21
II.4.1. Définitions.....	21
II.4.1.1. Section brute.....	21
II.4.1.2 Section nette.....	21
II.4.1.3. Notions utilisées.....	22
II.5. Caractéristiques géométriques des sections des poutres .....	23
II.5.1. Poutres sans hourdis .....	23
II.5.2. Poutres avec hourdis (dalle de 25cm) .....	26
II.6. Sections géométriques des sections nettes .....	28
II.6.1. Poutre + Hourdis .....	29

II.7. Conclusion .....	29
------------------------	----

### **Chapitre III : Calcul des charges et surcharges**

III.1. Introduction .....	31
III.2. Calcul de la charge permanente (CP) .....	31
III.2.1. Poids de la poutre .....	31
III.2.1.1. Sections des poutres .....	31
III.2.1.2. Section équivalente de la poutre .....	32
III.2.1.3. Le poids propre de la poutre .....	33
III.2.1.4. Le poids de toutes les poutres .....	33
III.2.2. Poids de la dalle .....	33
III.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP) .....	34
III.3.1. Trottoir .....	34
III.3.2. Garde-corps .....	35
III.3.3. Revêtement .....	35
III.3.4. Glissière de sécurité métallique .....	35
III.3.5. Corniches .....	36
III.4. Calcul des surcharges routières .....	37
III.4.1. Système de charges A .....	38
III.4.2. Système de charge B .....	40
III.4.2.1. Système de charges Bc .....	40
III.4.2.2. Surcharge Bt .....	42
III.4.2.3. Surcharge Br .....	43
III.4.3. Convoie Mc 120 .....	44
III.4.4. Charge exceptionnelle D240 .....	45

III.5. Autres charges .....	45
III.5.1. Surcharge sur trottoir .....	45
III.6. Conclusion .....	46

## **Chapitre IV : Modélisation du Tablier**

IV.1. Introduction .....	49
IV.2. Présentation du logiciel .....	49
IV.3. Etapes de modélisation .....	50
IV.4. Résultats des moments et efforts tranchants .....	53
IV.5. Conclusion .....	56

## **CHAPITRE V Étude de l'hourdis**

V.1. Introduction .....	57
V.2. Étude de l'hourdis .....	57
V.2.1 Ferrailage dans le sens transversal de la dalle (Y-Y) .....	57
V.2.1 Flexion dans le sens longitudinal de la dalle (X-X) .....	59
V.3. Ferrailage de la dalle .....	61
V.3.1 Ferrailage de la dalle dans le sens transversal de la dalle (Y-Y) .....	61
V.3.1.1 Ferrailage de la dalle aux appuis .....	61
V.3.1.2 Ferrailage de la dalle en travée .....	64
V.3.2 Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal (X-X) .....	66
V.3.2.1 Ferrailage de la dalle aux appuis .....	66
V.3.2.2 Ferrailage de la dalle en travée .....	69
V.3.3 Ferrailage général de la dalle .....	72

V.3.3.1. Armatures transversales de la dalle .....	72
V.3.3.2. Armatures longitudinales de la dalle .....	73
V.4 Conclusion .....	73

## **CHAPITRE VI : Étude de la précontrainte**

IV.1. Introduction .....	75
IV.2. Historique de la précontrainte .....	75
IV.3. Principales méthodes de précontrainte .....	75
IV.3.1 Précontrainte par pré-tension .....	75
IV.3.2 Précontrainte par post-tension .....	75
IV.4. Définition des classes de précontrainte .....	76
IV.5. Calcul de la précontrainte .....	76
IV.5.1 Contraintes limites .....	77
IV.5.2 Détermination du nombre de câbles .....	79
IV.6. Positionnement des câbles .....	81
IV.7. Application au projet .....	83
IV.8. Calcul des pertes tensions .....	85
IV.8.1 Pertes instantanées .....	85
IV.8.1.1 Perte par frottement .....	85
IV.8.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage .....	86
IV.8.1.3 Pertes par recul d'ancrage .....	89
IV.8.1.4 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton .....	90
IV.8.1.5 Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}(x)$ » .....	92

IV.8.2. Pertes différées .....	92
IV.8.2.1 Perte due au retrait du béton .....	92
IV.8.2.2 Perte due à la relaxation des aciers : « BPEL 91 Art3.3.23 » .....	93
IV.8.2.3 Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 » .....	94
IV.8.3. Pertes différés totales .....	96
IV.9. Représentations des résultats finaux .....	97
IV.9.1 Tension finale probable .....	97
IV.9.2 Pertes totales .....	98
IV.10.Conclusion .....	98
Conclusion générale .....	101

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

### **Annexe**

## Liste des figures :

### *Chapitre I : Présentation de l'ouvrage*

<i>Figure I.1 : Situation du projet sur Google Earth</i> .....	5
<i>Figure I.2 : carte geologique EL MA EL Abiod</i> .....	6
<i>Figure I.3 : Représentation en 3D de la plaine EL MALABIOD</i> .....	7
<i>Figure I.4 : carte simplifié des zones bioclimatiques de l'Est algérien</i> .....	7
<i>Figure I.5 : Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algerien.</i>	8
<i>Figure I.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie</i> .....	8
<i>Figure I.7 : tracé en plan du pont</i> .....	9
<i>Figure I.8.1 : Profil en long du pont</i> .....	10
<i>Figure I.8.2 : Profil en long du pont (Une travée)</i> .....	10
<i>Figure I.9 : Profil en travers de la culée</i> .....	10

### *Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments du tablier*

<i>Figure II.1: Coupe transversale d'une poutre</i> .....	14
<i>Figure II.2 : Table de compression et hourdis (SETRA)</i> .....	17
<b>Figure II.3:</b> Hourdis intermédiaire .....	20
<b>Figure II.4:</b> Hourdis général .....	20
<b>Figure II.5:</b> Notation utilisées .....	22
<b>Figure II.6:</b> Section d'about de la poutre d'about sans hourdis .....	23
<i>Figure II.7 : Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis</i> .....	24
<i>Figure II.8 : Section médiane de la poutre médiane sans hourdis</i> .....	25

### **Chapitre III : Calcul des charges et surcharges**

<b>Figure III.1</b> : La dalle de la poutre intermédiaire .....	33
<b>Figure III.2</b> : La dalle de la poutre de rive .....	34
<b>Figure III.3</b> : Détail trottoir .....	35
<b>Figure III.4</b> : Système de charges Bc .....	41
<b>Figure III.5</b> : Système Bt .....	43
<b>Figure III.6</b> : Système Br .....	44
<b>Figure III.7</b> : Convoie Mc 120 .....	45
<b>Figure III.8</b> : Système D240 .....	46

### **Chapitre IV : Modélisation du Tablier**

<b>Figure IV.1</b> : Logo du logiciel Autodesk Robot Structural Professional .....	50
<b>Figure IV.2</b> : Définition des poutres, dalle, appuis .....	51
<b>Figure IV.3</b> Définition de $G_{\text{trottoir}}$ .....	51
<b>Figure IV.4</b> Définition de $G_{\text{corniche}}$ .....	52
<b>Figure IV.5</b> Définition de $G_{\text{garde-corps}}$ .....	52
<b>Figure IV.6</b> Définition de $G_{\text{glissière}}$ .....	53
<b>Figure IV.7</b> Définition de $G_{\text{revêtement}}$ .....	53
<b>Figure IV.8</b> Définition de $Q_{\text{trottoir}}$ .....	54
<b>Figure IV.9</b> Définition de $Q_{Al}$ .....	55
<b>Figure IV.10</b> : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à ELU .....	56
<b>Figure IV.11</b> Diagramme des efforts tranchant a l'ELU .....	56
<b>Figure IV.12</b> : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS .....	57
<b>Figure IV.13</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS .....	58

### **CHAPITRE V : Étude de l'hourdis**

<b>Figure V.1</b> : Moment max transversal ( $M_{yy}$ ) à l'ELU .....	57
<b>Figure V.2</b> : Moment max transversal ( $M_{yy}$ ) à l'ELS .....	58

<i>Figure V.3 : Effort tranchant max (<math>Q_{yy}</math>) transversal à l'ELU</i> .....	58
<i>Figure V.4 : Moment max longitudinal (<math>M_{xx}</math>) à l'ELU</i> .....	59
<i>Figure V.5 : Moment max longitudinal (<math>M_{xx}</math>) à l'ELS</i> .....	60
<i>Figure V.6 : Effort tranchant max longitudinal (<math>Q_{xx}</math>) à l'ELU</i> .....	60
<i>Figure V.7 : Ferrailage transversal de la dalle</i> .....	73
<i>Figure V.8 : Ferrailage longitudinal de la dalle</i> .....	73

## **CHAPITRE VI : Étude de la précontrainte**

<i>Figure VI.1 : Trace d'un câble</i> .....	82
<i>Figure VI.2 : Disposition des câbles à l'about</i> .....	83
<i>Figure VI.3 : Tracés des câbles</i> .....	84
<i>Figure VI.4 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage Câble 1</i> .....	87
<i>Figure VI.5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage câble N°2</i> .....	89

## **Listes des tableaux :**

### ***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage***

***Tableau I.1 : Classification des ponts (RPOA 2008) .....11***

***Tableau I.2 : Coefficients d'accélération selon la zone .....11***

### ***Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments du tablier***

***Tableau II.1 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis .....23***

***Tableau II.2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis .....24***

***Tableau II.3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis .....26***

***Tableau II.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis .....26***

***Tableau II.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis .....27***

***Tableau II.6 : Sections géométriques nettes .....28***

### ***Chapitre III : Calcul des charges et surcharges***

***Tableau III.1: Poids total du tablier en (t/ml) .....36***

<b>Tableau III.2</b> : Classe de pont .....	38
<b>Tableau III.3</b> : Valeurs de coefficient $a_1$ de dégressivité transversale de la charge .....	39
<b>Tableau III.4</b> : Valeurs de $Lv_0$ .....	39
<b>Tableau III.5</b> : Valeur de la charge $A$ en fonction du nombre de voies chargées .....	40
<b>Tableau III.6</b> : Résultat de système de charge $B_c$ par essieu .....	42
<b>Tableau III.7</b> : Valeurs de coefficient $b_t$ .....	43
<b>Tableau III.8</b> : Résultat de système de charge $B_t$ par essieu .....	44

### **Chapitre IV : Modélisation du Tablier**

<b>Tableau IV.1</b> : Différentes combinaisons de charges .....	52
<b>Tableau IV.2</b> : Efforts internes maximum dans les poutres .....	55

### **CHAPITRE V : Étude de l'hourdis**

<b>Tableau V.1</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle .....	72
--	----

### **CHAPITRE VI : Étude de la précontrainte**

<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (Poutre +hourdis) .....	77
<b>Tableau VI.2</b> : Disposition des câbles .....	84
<b>Tableau VI.3</b> : Récapitulatif des longueurs des câbles .....	85
<b>Tableau VI.4</b> : Récapitulatif des pertes par frottement ( $\Delta\sigma_f(x)$ ) MPA .....	86
<b>Tableau VI.5</b> : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage « $\Delta\sigma_{R. encr}(x)$ » (MPa) .....	90
<b>Tableau VI.6</b> : Pertes instantanées totales à différentes sections .....	91
<b>Tableau VI.7</b> : Tensions initiales probables « $\sigma_{P\check{\alpha}}(x)$ » (MPa) .....	92

<b>Tableau VI.8</b> : Perte due au retrait du béton .....	93
<b>Tableau VI.9</b> : Pertes par relaxation des aciers .....	94
<b>Tableau VI.10</b> : Récapitulatif des pertes par fluage « $\Delta\sigma f(x)$ » .....	96
<b>Tableau VI.11</b> : Pertes différées totales « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » dans les différentes sections .....	97
<b>Tableau VI.12</b> : Tensions finales probables « $\sigma_{p\infty}(x)$ » (MPa) .....	97
<b>Tableau VI.13</b> : Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(x)$ » par famille .....	98

### Liste des symboles

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à jours.

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$f_{bu}$  : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte limite de compression du béton.

$E_{ij}$ : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

$E_{vj}$ : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier passif.

$\bar{\sigma}_{st}$ : Contrainte limite de traction de l'acier passif.

$f_e$ : Limite élastique des aciers passifs.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif

$E_p$ : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

$\gamma$ : Masse volumique du béton.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$H_p$  : Hauteur de la poutre.

$E_p$  : Épaisseur de l'âme.

$S_{\Delta}$  : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$r$  : Rayon de giration.

$B$  : section de l'élément.

$I_{\Delta}$  : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à ( $\Delta$ ).

$B_{bru}$ : Section brute.

$B_{net}$ : Section nette.

$V'$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

$V$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

$\rho$ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

$S_{\acute{e}q}$ : Section équivalente de la poutre.

$L_c$ : Largeur chargeable.

$L_v$  : Largeur d'une voie.

$a_1$ : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

$a_2$ : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

$b_c$ : Coefficient de pondération du convoi  $B_c$ .

$G$ : Charge permanente.

$q$ : Charge d'exploitation.

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique.

$A_s$  : Section d'armature.

$\psi_s$ : Coefficient descellement relatif à une armature.

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$M_g(x)$  : Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse ( $x$ ).

$P_1$ : Précontrainte minimale en section sous critique.

$P_2$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

$P_{min}$  : Précontrainte minimale.

$P_0$ : Effort à l'origine.

$e_0$ : Excentricité du câble.

$d$ : enrobage des armatures.

$F_{prg}$ : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

$F_{peg}$  : Limite élastique garantie des aciers actifs.

$f$  : Coefficient de frottement en angulaire.

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire

$g$  : Coefficient de recule d'ancrage.

$A_p$  : Section nominale des aciers actifs (câble).

$\varnothing_g$  : Diamètre de la gaine.

$\varphi$ : Coefficient de frottement en ligne.

$\rho_{1000}$  : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

$\sigma_{sup}$ : Contrainte sur la fibre supérieure.

$\sigma_{inf}$ : Contrainte sur la fibre inférieure.

$\tau$  : contrainte tangentielle limite à l'ELS.

$\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$\sigma_{P_0}$ : Contrainte de tension à l'origine.

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble.

$\bar{\sigma}_{bt}$  : Contrainte admissible de traction sur la fibre supérieure.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible de compression sur la fibre inférieure.

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

$k_p$  : Coefficient de correction de contrainte.

$t_1$  et  $t_2$ : Epaisseurs normalisées de la frette.

$k_h$  : Coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette.

$\gamma_m$  : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur recommandée.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$G_0$  : Module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté.

$\Delta_x$ : Déplacement horizontal.

### Liste des abréviations

**E.L.S** : Etat Limite de Service.

**E.L.U** : Etat Limite Ultime.

**D.T.R** : Document Technique Réglementaire.

**R.P.O.A** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

**R.P.A** : Règlement Parasismique Algérienne.

**B.A.E.L** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

**B.P.E.L** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

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

**S.E.T.R.A** : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroute.

**CP** : Charge permanente.

**CCP** : Complémentaire de la charge permanente.

**PK** : Point kilométrique.

### Unités utilisées

Les unités suivantes sont recommandées pour les calculs :

- Longueur : m ; cm ; mm
- Poids volumique : t/m<sup>3</sup>
- Contraintes et résistances : MPa
- Moments (fléchissant, etc.) : t.m ; KN.m
- Angle: Degré ; Grade
- Température : °C.

# **Introduction Général**

## **Introduction Général :**

Le réseau routier est un facteur essentiel dans la vie économique et sociale d'un pays. Les ponts représentent une catégorie importante du patrimoine national d'ouvrages d'art et constituent les points sensibles du réseau.

Ce projet se concentre sur l'étude et la conception d'un pont a poutres en béton précontraint dans la réalisation des travaux d'accessibilité de la zone de Tébessa. Ce projet contribue au développement économique et social de la région, car les infrastructures sont des indicateurs clés du développement d'un pays en raison de leur complexité de réalisation, et de gestion et d'entretien.

Cet ouvrage est l'un des plus importants de la région, il forme un des maillons essentiels de la chaîne logistique de fret dans la région. Par ailleurs, il constitue un moteur de développement économique pour la ville de Tébessa ainsi que pour le pays.

L'étude de ce projet est divisée en Six chapitres, Dans le premier chapitre de ce travail on a présenté notre projet en exposant les différentes données nécessaires à l'élaboration de notre travail.

Dans le deuxième chapitre on a étudié Les pré dimensionnement du Tablier, une étape importante pour assurer la stabilité et la résistance de la structure.

Dans le troisième chapitre, On a étudié les Charges et surcharges, l'évaluation des charges et des surcharges appliquées au pont faisant l'objet de cette étude, qui sont essentiels pour évaluer les contraintes auxquelles le pont sera soumis.

Dans le quatrième chapitre on a fait la présentation du logiciel et ainsi la modélisation du Tablier.

Dans le cinquième chapitre On a étudié Le platelage ainsi qu'au calcul du ferrailage et les moments.

Dans le 6ème chapitre On a étudié la précontrainte, L'étude de la précontrainte porte sur l'application préalable de forces internes de compression au béton, avant son exposition aux charges externes, dans le but de neutraliser les contraintes de traction auxquelles le matériau sera soumis.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui reprend les points essentiels de l'étude et met en évidence les limitations et les contributions apportées par ce modeste projet.

# *Chapitre I*

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction

A travers ce chapitre, nous présentons l'ensemble des données nécessaires à l'élaboration de notre projet, Ce projet m'a été proposé par SAPTA (La Société algérienne des ponts et travaux d'arts) de la wilaya d'Alger pour objectif de l'étude d'un pont a poutres en béton précontraint dans la réalisation des travaux d'accessibilité de la wilaya de Tébessa.

## I.2. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont à poutres multiples composé de deux travées isostatiques en béton précontraintes, dont la portée de chaque travée est de 33,40 m.

- Longueur totale : 66,8 m
- Largeur totale : 9,5 m
- Portées de travées : 2 travées de 33, 40 m.
- Largeur roulable : 8 m

### I.2.1 Superstructure

Tablier : L'ouvrage, long de 66,8m, possède 2 travées de 33,40m avec 7 poutres par travée et un espacement entre les poutres de 1.3 m pour une largeur totale de 9,5 m. Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui de type élastomère fretté.

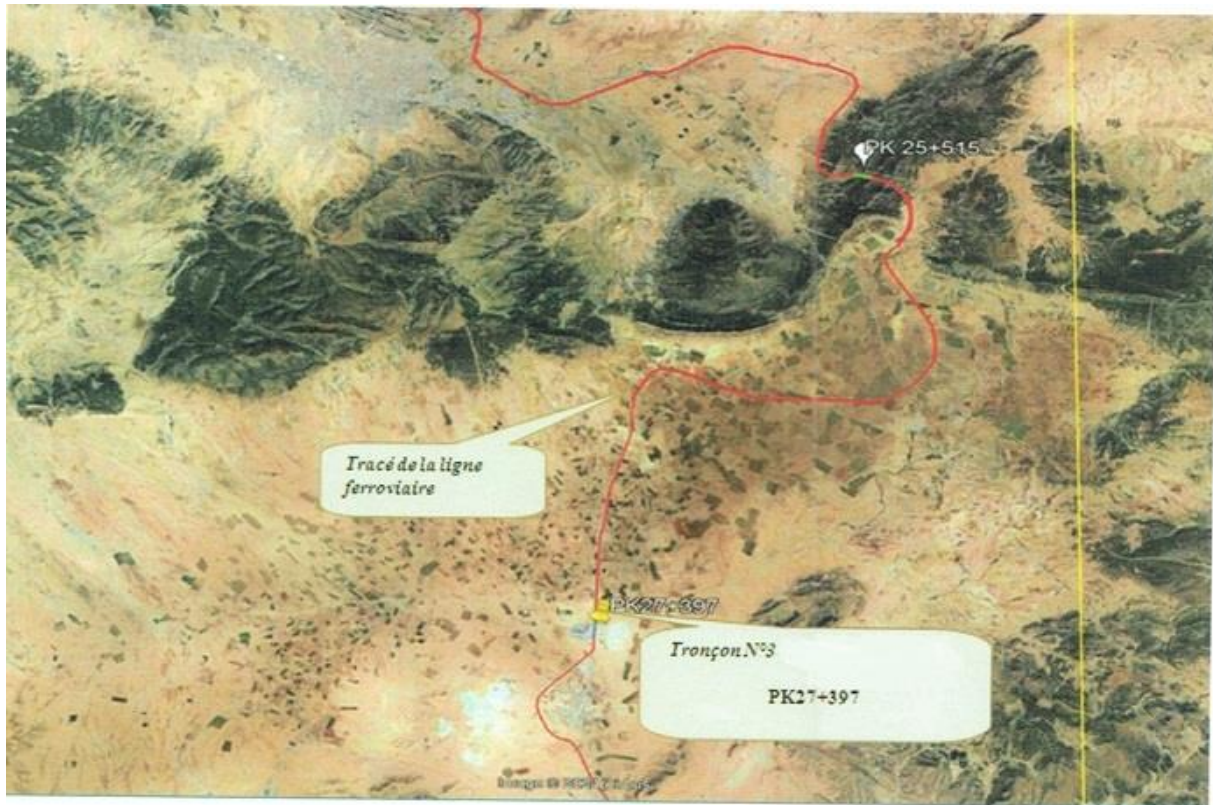
Les poutres préfabriquées : Les poutres principales ont une forme en double T, avec une largeur constante au niveau de la table de compression et du talon. En revanche, l'épaisseur des âmes est augmentée aux extrémités (au niveau des blochets) afin d'améliorer la résistance aux efforts tranchants et d'assurer un positionnement optimal des plaques d'ancrage de la précontrainte.

- Équipements
- Les corniches
- Les gardes corps o Les joints de chaussées
- Les systèmes d'étanchéité
- La couche de roulement
- Les trottoirs

## I.3 Reconnaissance du site

### I.3.1. Situation du projet

Le projet du tronçons numéro 3 se situe dans la wilaya du Tébessa



*Figure I. 1 : Situation du projet sur Google Earth*

### I.3.2. Géologie locale

La zone étudiée est située dans l'Atlas saharien et se présente sous forme d'une plaine à faible pente, délimitée au nord et au sud par des plis orientés selon un axe sud-ouest/nord-est. La limite nord marque la ligne de partage des eaux entre le bassin versant de la Medjerda et celui du Chott Melrhir.

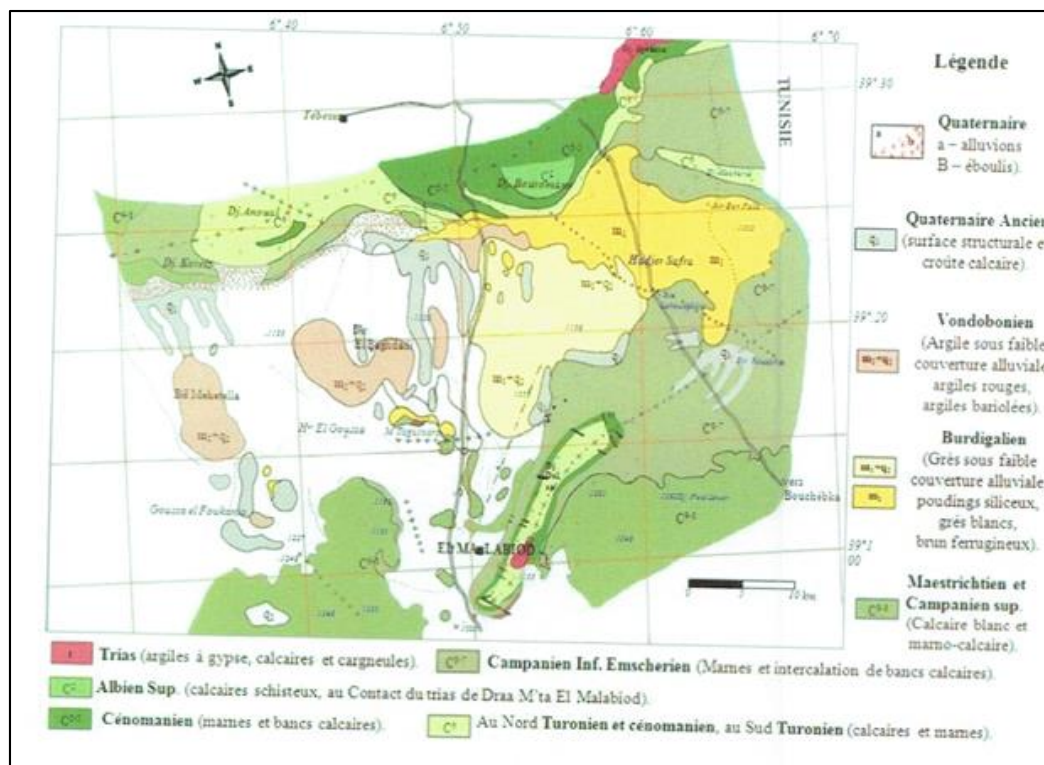


Figure I.2 : carte géologique EL MA EL Abiod

### I.3.3. Cadre hydrogéologique

La région d'EL MALABIOD se caractérise par une configuration en cuvette. L'altitude y oscille entre 1050 m, au centre de la dépression, et 1300 m vers le nord. Le point culminant de la région est le djebel Doukkane, situé au nord, atteignant 1712 m d'altitude. La zone centrale est constituée d'une plaine entourée de reliefs montagneux abrupts au nord et au sud.

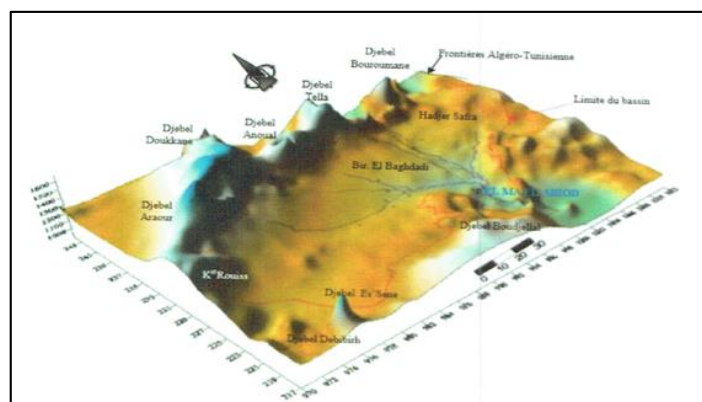
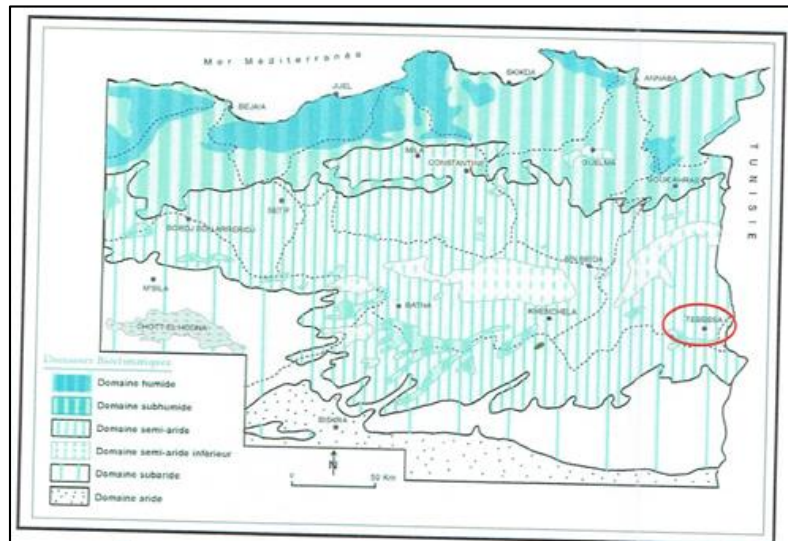


Figure I.3 : Représentation en 3D de la plaine EL MALABIOD

### I.3.4. Climat

Le climat de la région est de type semi-aride, marqué par des hivers froids et des écarts de température journaliers assez prononcés.

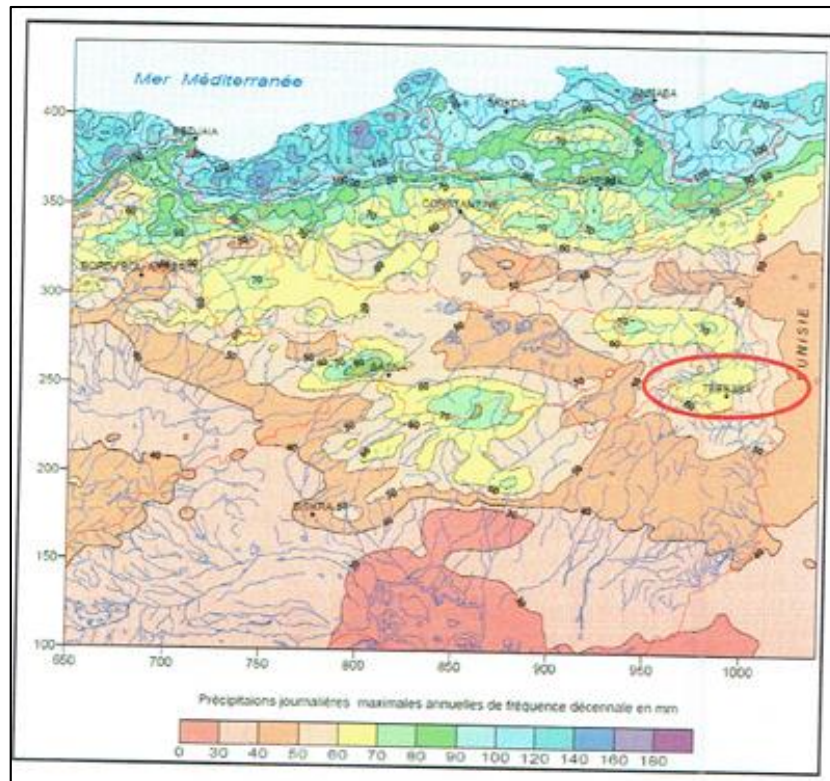
En été, la région connaît des conditions chaudes et sèches, avec une différence de température entre le jour et la nuit pouvant dépasser 15°C. La température moyenne quotidienne durant cette saison peut atteindre jusqu'à 35°C.



*Figure I.4 : carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien*

### I.3.5 Pluviométrie

Pour la pluviométrie, notre site fait partie d'une zone où les précipitations annuelles moyennes sont entre 500 et 600 mm. Les précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale varient entre 50 à 60 mm.



*Figure I.5 : Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien*

### **I.3.6. Sismicité de la région**

La zone d'étude, de même que l'ensemble de la wilaya de Tébessa, sont classée en zone sismique de catégorie I, correspondant à une sismicité faible (D'après le document technique réglementaire D.T.R – Règles parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art - RPOA 2008).

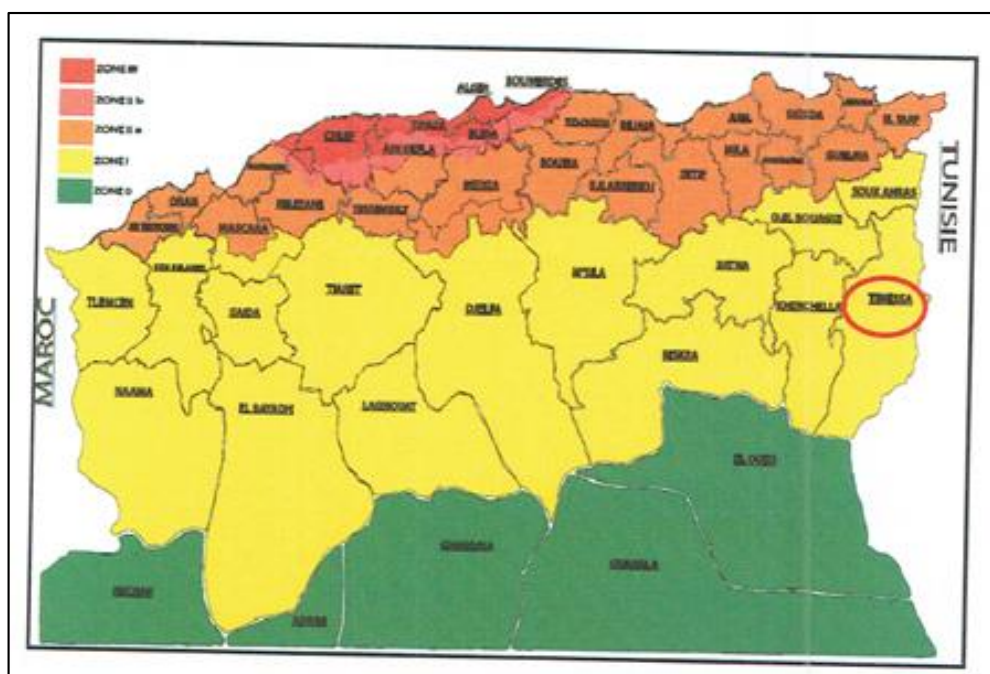


Figure I.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

## I.4. Caractéristique des matériaux

Le choix des matériaux de construction influence de manière déterminante la conception et le dimensionnement du pont. Nous présentons les caractéristiques spécifiques du béton (béton armé et béton précontraint) et des aciers (actifs - passifs) utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles BAEL et BPEL.

### I.4.1 La résistance à la compression

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

$$f_{c28} = \begin{cases} \text{Superstructure (poutre et dalle 35 MPA)} \\ \text{Infrastructure (27 Mpa)} \end{cases}$$

### I.4.2 La résistance à la traction

La résistance à la traction joue un rôle important dans le comportement mécanique en particulier « l'adhérence ».

$$f_{tj} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa (Pour la superstructure)} \\ 2,22 \text{ MPa (Pour l'infrastructure)} \end{cases}$$

### I.4.3 Aciers :

#### I.4.3.1 Les aciers passifs

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques :

Nuance Fe E500

Limite d'élasticité  $F_e=500$  MPa

Module d'élasticité longitudinale :  $E_s=2 \times 10^5$  MPa.

#### I.4.3.2 Les aciers actifs

Nombre de torons par câble : 12T15

Module d'élasticité longitudinale pour les torons :  $E_p= 190000$  MPa

Chaque matériau a été analysé en détail, en mettant en lumière leurs caractéristiques mécaniques essentielles, telles que la résistance à la compression et la résistance à la traction.

### I.5. Données fonctionnelles

Ce sont les éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage tel que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers.

#### I.5.1. Tracé en plan

Le tracé en plan correspond à la projection horizontale, dans un système de coordonnées cartésiennes topographiques, de l'ensemble des points définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. L'ouvrage étudié suit une trajectoire horizontale.

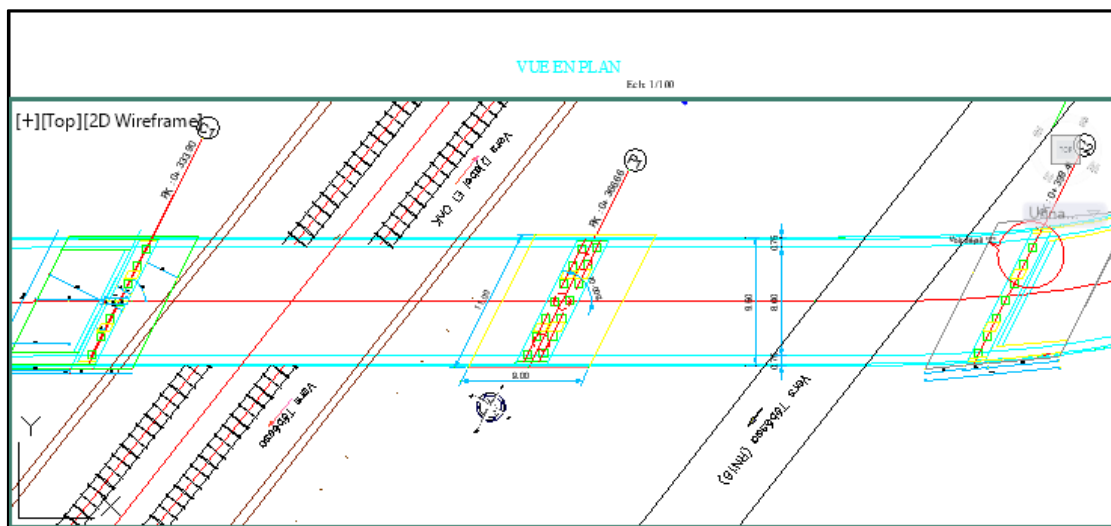


Figure I.7 : tracé en plan du pont

### I.5.2. Profil en long

Le profil en long est obtenu par une projection verticale suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage. Sa définition prend en considération divers paramètres, qu'ils soient liés aux contraintes fonctionnelles imposées par l'obstacle à franchir ou aux conditions naturelles du site. L'ouvrage en question est constitué de deux travées, chacune ayant une portée de 33,40 mètres.

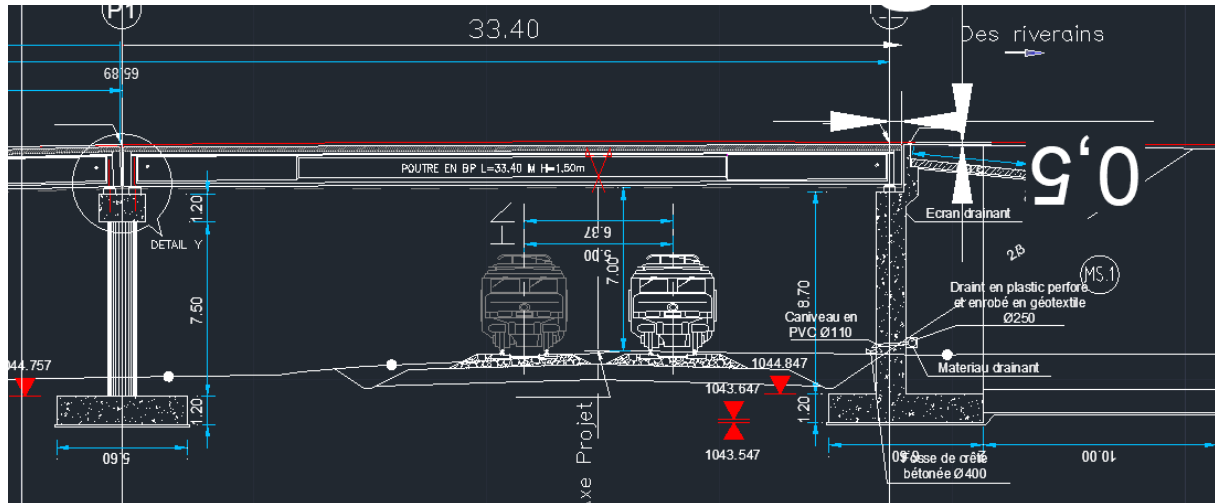


Figure I.8.2 : Profil en long du pont (Une travée).

### I.5.3. Profil en travers

Le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie de l'ouvrage, le nombre de voies qu'il supporte, ainsi que les équipements qui y sont intégrés. Ces composants sont illustrés à travers une coupe transversale de l'ouvrage concerné.



2	<b>0,12</b>	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Selon le RPOA 2008, Le présent ouvrage est classé dans le **groupe d'usage 2** et satisfait les exigences de la sécurité, avec un coefficient d'accélération de **0,12**.

## **I.7. Conclusion**

Ce chapitre a été consacré à la présentation des données indispensables à la conception et à l'étude de l'ouvrage d'art, en l'occurrence un pont. Ces données constituent une base fondamentale pour orienter de manière rigoureuse les étapes ultérieures du projet, tout en assurant sa conformité aux normes et réglementations en vigueur. Après avoir présenté et décrit les caractéristiques générales de l'ouvrage, nous abordons désormais la phase de pré dimensionnement, qui constitue une étape déterminante dans le processus de conception structurelle.

## *Chapitre II*

### *Pré-dimensionnement des éléments du tablier*

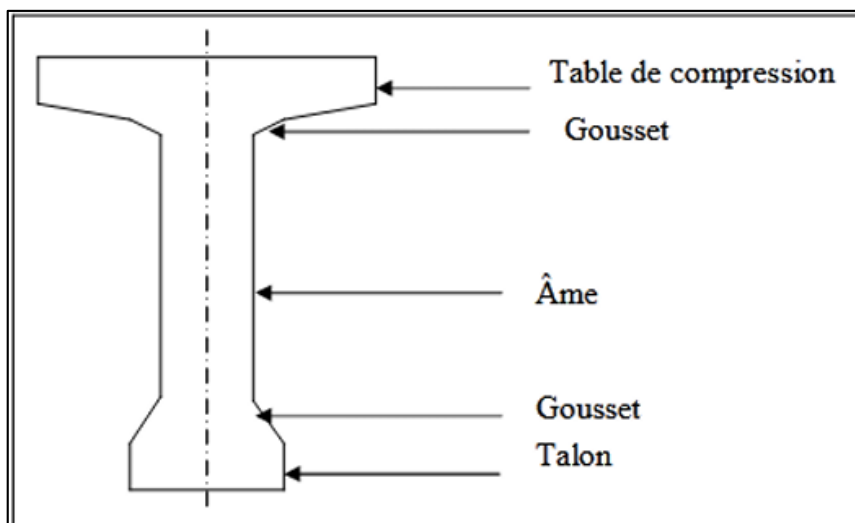
## II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous étudierons la superstructure, composée du hourdis et des poutres. Le pré dimensionnement de cette superstructure est réalisé conformément aux recommandations du document S.E.T.R.A 2008 (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes).

## II.2. Pré-dimensionnement de la poutre

Les poutres se composent d'une table de compression formant la partie supérieure et d'un large talon en partie inférieure, reliés entre eux par une âme mince.

Le pré-dimensionnement de la poutre consiste à estimer de manière préliminaire les charges qu'elle devra supporter, tandis que l'analyse des moments fléchissant ( $M$ ) et des efforts tranchants ( $T$ ) permet d'évaluer sa résistance structurelle ainsi que les contraintes subies.



*Figure II.1: Coupe transversale d'une poutre.*

### II.2.1 Hauteur de la poutre

Le dimensionnement optimal de la hauteur des poutres est important, car :

- Une hauteur trop importante peut accroître la sensibilité au vent.
- Une diminution de la hauteur entraînerait une hausse notable des quantités d'acier de précontrainte et des dimensions des sections en béton.

Afin de concilier stabilité structurelle et optimisation des matériaux, le document SETRA recommande, pour les poutres d'une longueur supérieure ou égale à 20,00 mètres ( $L \geq 20$  m), de déterminer leur hauteur selon la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq H_p \leq \frac{L}{20} + 0,20 \quad (\text{II.1})$$

Avec :

L : longueur d'une poutre = 33,40 m.

H<sub>p</sub> : hauteur des poutres.

Pour une longueur L= 33,40mètres, la hauteur de la poutre de pont est comprise dans l'intervalle  $1,47 \leq H_p \leq 1,87$

On prend : H<sub>p</sub>= 1,50 mètre.

$1,47 \text{ m} \leq H_p = 1,50 \text{ m} \leq 1,87 \text{ m} \Rightarrow$  (Condition vérifiée).

### II.2.2. Entre axes des poutres « λ »

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'un compromis entre l'utilisation de poutres légères et rapprochées, impliquant un plus grand nombre de manutentions, et celle de poutres plus lourdes mais plus espacées. Dans notre cas, l'emploi de poutres à talon a été retenu, ce qui implique une table de compression légèrement moins épaisse que le talon.

Pour notre cas on a fixé un espacement à :  $\lambda = 1,30$  m.

### II.2.3. Nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 \quad (\text{II.2})$$

La : est la distance entraxe d'appuis de rive : La = 7,80m

λ: Entraxe des poutres : λ = 1.30 m

$$N = \frac{7,80}{1,30} + 1$$

N=7 poutres

#### II.2.4. Épaisseur de l'âme « $b_0$ »

Les conditions de dimensionnement de l'épaisseur de l'âme visent à garantir la résistance de la poutre face aux efforts tranchants, à prévenir le flambement local et à assurer une rigidité suffisante. Ces conditions tiennent compte, entre autres, de la hauteur de l'âme, des contraintes admissibles, ainsi que des règles définies par les normes en vigueur.

##### a) Section d'about

Il convient d'augmenter l'épaisseur de l'âme de la poutre afin d'améliorer sa résistance à l'effort tranchant maximal au niveau des appuis, tout en permettant un positionnement optimal des ancrages des câbles de précontrainte.

On fixe :  $b_0 = 47$  cm.

##### b) Section intermédiaire

À proximité des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister aux efforts de cisaillement, ce qui implique fréquemment un renforcement de leur épaisseur.

$$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

$$b_0 = 35\text{cm}$$

##### c) Section médiane

L'âme de la poutre doit assurer une résistance suffisante à l'effort tranchant tout en permettant un bon coulage du béton. Son épaisseur est déterminée selon la formule suivante :

$$18\text{ cm} \leq b_0 \leq 25\text{ cm}$$

On prend :  $b_0 = 21$  cm.

#### II.2.5. La table de compression (b)

La table de compression correspond à la partie supérieure de la poutre. Elle est principalement sollicitée en compression sous l'action des charges verticales, telles que le trafic ou le poids

propre. Elle assure la réception directe de ces charges et leur transmission vers les éléments porteurs de la structure, notamment les âmes et les membrures inférieures.

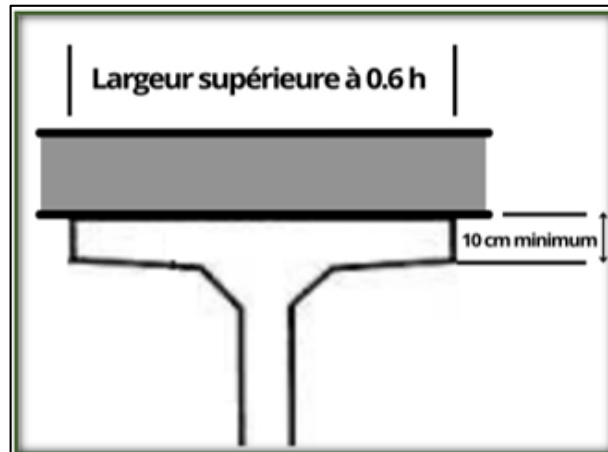


Figure II.2 : Table de compression et hourdis (SETRA).

#### a. La largeur de la table de compression

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulée sur place.

$$0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p \quad (\text{II.3})$$

$$0,6 \times 1,5 \leq b \leq 0,7 \times 1,5$$

$$0,9 \leq b \leq 1,05 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } b = 1,03 \text{ m.}$$

#### b. Epaisseur de la table de compression

Des poutres d'une hauteur de 1,50 m seront utilisées, avec un espacement axial de 1,46 m. Ces dimensions influent directement l'épaisseur de la table de compression, chargée de reprendre les efforts de compression. L'épaisseur retenue pour cette table est de :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = 11 \text{ cm.}$$

### II.2.6. Talon

Les talons des poutres, correspondant à la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés pour résister aux efforts de flexion. Ils sont également conçus pour permettre l'installation des

câbles de précontrainte, tout en garantissant un enrobage et un espacement conformes aux exigences techniques.

**a. La largeur du talon « bt »**

Elle est généralement comprise entre :  $40\text{cm} \leq b_t \leq 70\text{ cm}$  (II.4)

On prend :  $b_t = 47\text{ cm}$

**b. La hauteur du talon « ht »**

Sa hauteur  $h_t$  est comprise entre 10 cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage.

$$10\text{ cm} \leq h_t \leq 20\text{ cm} \text{ (II.5)}$$

On prend :  $h_t = 15\text{ cm}$ .

### II.2.7. Gousset

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme doit présenter une pente suffisante afin d'assurer un bétonnage de qualité au niveau du talon. Cette pente est définie par l'expression suivante :

$$1 \leq \text{tg } \phi = \frac{2-h_g}{b_t-b_0} \text{ (II.6)}$$

Avec :  $h_g$  : hauteur de gousset.

$B_t$  : largeur du talon = 47 cm.

**a) Section intermédiaire**

$$\frac{b_t-b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t-b_0}{2} \text{ (II.7)}$$

Avec :  $b_0$  : épaisseur de l'âme de la poutre intermédiaire = 35 cm.

Application numérique

$$\frac{47-35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{47-35}{2}$$

Donc :  $6\text{ cm} \leq h_g \leq 9\text{ cm}$

On prend :  $h_g = 9\text{ cm}$

**b) Section médiane**

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2} \quad (\text{II.8})$$

Avec :  $b_0$  : épaisseur de l'âme de la poutre médiane = 21 cm.

Application numérique :

$$\frac{47 - 21}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{47 - 21}{2}$$

Donc : 13 cm  $\leq$  hg  $\leq$  20 cm

On prend : hg = 20 cm.

**II.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis (dalle)**

En raison de sa faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions, l'hourdis joue un rôle essentiel en reprenant les charges horizontales appliquées dans son plan médian. Également appelé dalle en béton ou dalle précontrainte, il constitue l'élément de couverture du tablier de pont.

Cette structure supporte divers éléments tels que la couche de roulement ; la chape d'étanchéité ainsi que les charges civiles et militaires y compris les charges exceptionnelles. Son rôle est fondamental dans la transmission de ces charges vers les poutres porteuses situées en dessous.

La dalle peut être réalisée **in situ** (coulée sur place) ou préfabriquée, la première méthode étant la plus fréquemment utilisée. La liaison entre la dalle et les poutres peut être assurée selon deux méthodes distinctes :

**a) Hourdis intermédiaires**

Les hourdis intermédiaires sont des éléments de construction utilisés pour constituer la dalle entre les poutres ou les murs porteurs.

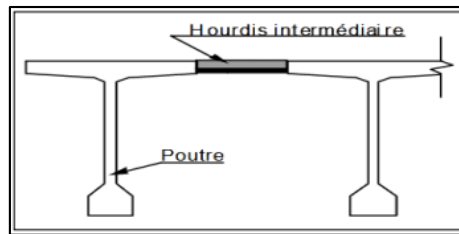


Figure II.3: Hourdis intermédiaire.

### b) Hourdis général

Les hourdis généraux sont des éléments structuraux, qu'ils soient préfabriqués ou coulés sur place, qui participent à la stabilité et à la résistance mécanique de la dalle.

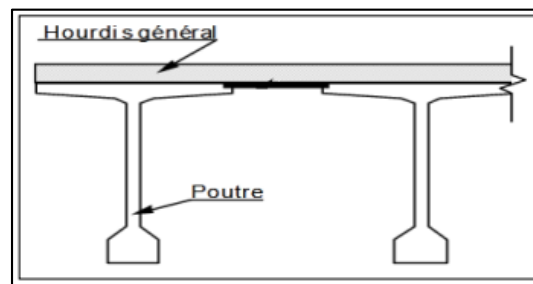


Figure II.4: Hourdis général.

Dans notre projet la dalle utilisée est d'une épaisseur de 25 cm recouverte d'une chape d'étanchéité de 1cm ; couche de revêtement 7cm, cette dalle repose sur 7 poutres d'entre axes de 130 cm.

#### a) Largeur de la dalle « Id »

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont.

On prend :  $I_d = 10,66 \text{ m}$

#### b) Longueur de la dalle « Ld »

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont elle est égale à la longueur des poutres.

On prend :  $L_d = 33,40 \text{ m}$

### c) Épaisseur de l'hourdis « ed »

L'épaisseur de l'hourdis est donnée par la formule suivante :  $20 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ . (II.9)

On prend :  $ed=25 \text{ cm}$ .

## II.4. Caractéristiques géométriques de la poutre

### II.4.1. Définitions

#### II.4.1.1. Section brute

La section brute d'une poutre correspond à sa forme initiale telle que définie sur le plan de coffrage. Elle représente la totalité de la section en béton, sans déduire les vides, les gaines ou les réservations prévues pour l'ancrage des câbles de précontrainte. Cette section est utilisée pour le calcul du poids propre de la structure ainsi que pour l'évaluation de ses différentes rigidités.

#### II.4.1.2 Section nette

La section nette d'une poutre est obtenue en déduisant de la section brute l'ensemble des vides longitudinaux et transversaux, tels que les réservations, les conduits et les ouvertures. Elle permet de représenter de manière plus précise la quantité réelle de matériau contribuant à la résistance structurelle, en tenant compte des éléments évidés présents dans la section brute.

#### II.4.1.3. Notions utilisées

$\Delta$  : Axe coïncide avec la fibre inférieure extrême.

$Z$  : Bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$B$  : Section de l'élément.

$I_{\Delta}$  : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à ( $\Delta$ ) tel que :

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

Pour une section triangulaire:  $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

Pour une section rectangulaire :  $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

$h$  : Hauteur du rectangle ou du triangle considéré.

$b$  : Base du rectangle ou du triangle considéré.

$I_G$  : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité :

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B}$$

$S_\Delta$  : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ) :

$$S_\Delta = B \times Z$$

$r$  : Rayon de giration

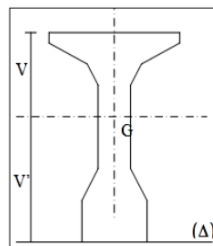
$$r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$$

$\rho$  : Rendement géométrique de la section avec :

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

$V$  et  $V'$  : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre avec :

$$V = H_t - V' ; V' = \frac{S_\Delta}{B}$$



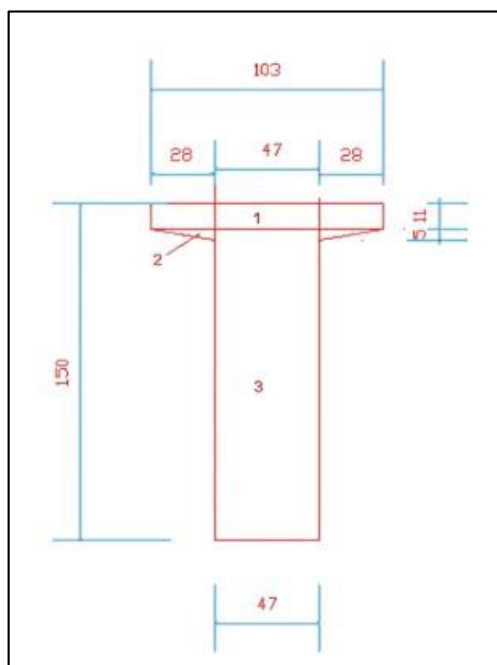
**Figure II.5:** Notation utilisées.

## II.5. Caractéristiques géométriques des sections des poutres

### II.5.1. Poutres sans hourdis

#### a) Section d'about

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :



**Figure II.6:** Section d'about de la poutre d'about sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont présentées dans le tableau suivant :

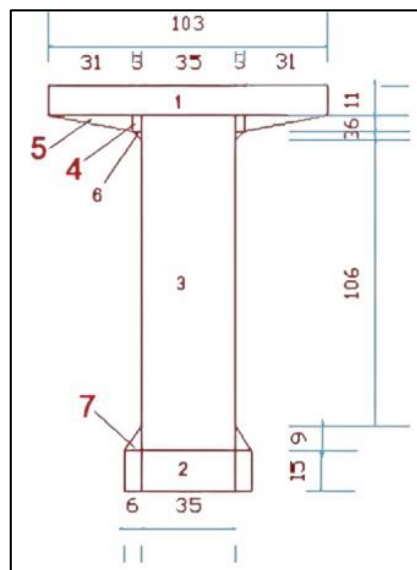
**Tableau II.1** : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

Designation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S_{\Delta}=B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>3</sup> ×cm)	$I_{\Delta}=I_0+B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748
2*2 (triangle)	28	5	140	137,33	19226,67	194,44	2640657
3	47	139	6533	69,5	454043,50	10518674,42	42074698
Total			7806		636988,67	10530293,28	68384101,98

$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$r^2$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)
<b>16404270,9082</b>	<b>81,60</b>	<b>68,40</b>	<b>2101,50</b>	<b>37,65</b>

#### b) Section intermédiaire

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :



**Figure II.7** : Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis sont présentées

Dans le tableau suivant :

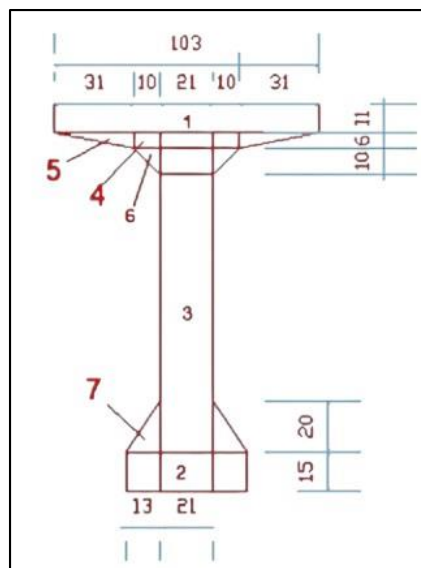
**Tableau II.2** : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

Designation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> =B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> ×cm)	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
<b>1</b>	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748
<b>2</b>	47	15	705	7,5	5287,50	13218,75	52875
<b>3</b>	35	124	4340	77	334180,00	5560986,67	31292847
<b>4*2 (rectangle)</b>	3	6	36	136	4896,00	108,00	665964
<b>5*2(triangle)</b>	31	6	186	137	25482,00	372,00	3491406
<b>6*2(triangle)</b>	3	3	9	132	1188,00	4,50	156820,50
<b>7*2(triangle)</b>	6	9	54	17,99	972,00	243,00	17738,99
<b>Total</b>			<b>6463</b>		<b>535724,00</b>	<b>5586357,33</b>	<b>59346398,83</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V'(cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
<b>14939744,9372</b>	<b>82,89</b>	<b>67,11</b>	<b>2311,58</b>	<b>41,55</b>

### c) Section médiane

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :



**Figure II.8** : Section médiane de la poutre médiane sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section médiane sont présentées dans le tableau

Suivant :

**Tableau II.3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.**

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> =B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> ×cm)	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	
<b>1</b>	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748	
<b>2</b>	47	15	705	7,5	5287,50	13218,75	52875	
<b>3</b>	21	124	2604	77	200508,00	3336592,00	18775708	
<b>4*2 (rectangle)</b>	10	6	120	136	16320,00	360,00	2219880	
<b>5*2(triangle)</b>	31	6	186	137	25482,00	372,00	3491406	
<b>6*2(triangle)</b>	10	10	100	129,666	12966,67	555,56	1681900	
<b>7*2(triangle)</b>	13	20	260	21,666	5633,33	5777,77	127833,33	
<b>Total</b>			<b>5108</b>		<b>429916,00</b>	<b>3368300,50</b>	<b>50018350,0009</b>	
	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )		V' (cm)		V (cm)		r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
	<b>13834370,5453</b>		<b>84,17</b>		<b>65,83</b>		<b>2708,37</b>	<b>48,88</b>

## II.5.2. Poutres avec hourdis (dalle de 25cm)

### a) Poutre intermédiaire

Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.4** : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.

Désignation		Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> = B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> ×cm)	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section d'about	Poutre		7806		636988,67	10530293,28	68384101,99
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		11306		1205738,67	10725605,78	161001289,5
Section Intermédiaire	Poutre		6463		535724,00	5586357,33	59346399
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		9963		1104474	5781669,83	151963586
Section Médiane	Poutre		5108		429916,00	3368300,50	50018350
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		8608		998666	3563613	142635537,5
Désignation	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)		
Section d'about	32414191,29	106,65	68,35	2866,99	39,33		
Section intermédiaire	29524279,24	110,86	64,14	2963,39	41,68		
Section médiane	26774271,29	116,02	58,98	3110,39	45,45		

**b) Poutre de rive :***Tableau II.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis.*

Désignation		Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> = B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> ×cm)	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section d'about	Poutre		7806		636988,67	10530293,28	68384101,99
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		11681		1266676,16	10725605,78	170903633,2
Section Intermédiaire	Poutre		6463		535724,00	5586357,33	59346399
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		10338		1165411,5	5781669,83	161865930
Section Médiane	Poutre		5108		429916,00	3368300,50	50018350
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		8983		1059603,5	3563613	152537881,3

Désignation	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
Section d'about	33546513,89	108,44	66,56	2871,89	39,79
Section intermédiaire	30488104,18	112,73	62,27	2949,13	42,01
Section médiane	27550730,27	117,96	57,04	3066,98	45,58

**II.6. Sections géométriques des sections nettes :**

Les caractéristiques des sections nettes sont déterminées à partir de celles des sections brutes, en excluant la contribution des ouvertures destinées aux armatures longitudinales (câbles) à la résistance de la section, même si ces vides sont ultérieurement remplis par du mortier injecté. Cette simplification constitue une approche standard couramment admise.

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$ .
- $S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 8\% S_{\Delta} \text{ (brute)} = 92\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$ .

- $IG \text{ (nette)} = IG \text{ (brute)} - 10\% IG \text{ (brute)} = 90\% IG \text{ (brute)}$ .

### II.6.1. Poutre + Hourdis

Les caractéristiques géométriques des sections nettes d'intermédiaire/rive sont :

*Tableau II.6 : Sections géométriques nettes.*

	Poutre seule			Poutre + Hourdis					
	Rive et intermédiaire			Intermédiaire			Rive		
	About	Inter-Médiaire	Médiane	About	Inter-Médiaire	Médiane	About	Inter-Médiaire	Médiane
<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	7415,7	6139,85	4852,6	10740,7	9464,85	8177,6	11096,95	9821,1	8533,85
<b>S<sub>Δ</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	586029,57	492866,08	395522,72	1109279,57	1016116,08	918772,72	1165342,07	1072178,58	974835,22
<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	10530293,27	5586357,33	429916	10725605,78	5781669,83	3563613	10725605,78	5781669,833	3563613
<b>I<sub>G</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	14763843,82	13445770,44	12450933,5	29172772,16	26571851,32	24096844,16	30191862,5	27439293,76	2479567,2
<b>V' (cm)</b>	81,60	82,89	84,17	106,65	110,86	116,02	108,44	112,73	117,95
<b>V (cm)</b>	68,40	67,11	65,83	68,35	64,14	58,98	66,56	62,27	57,05
<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2101,50	2311,58	2708,37	2866,99	2963,39	3110,39	2871,89	2949,13	3066,98
<b>ρ (%)</b>	35,67	39,37	46,31	37,26	39,48	43,06	37,70	39,80	43,18

### II.7. Conclusion

Ce chapitre a été consacré au pré dimensionnement des poutres afin d'assurer une résistance et une fonctionnalité optimales de l'ouvrage. Nous avons procédé à l'optimisation de leur hauteur, déterminé le nombre de poutres requis en fonction de la largeur du tablier, et analysé les caractéristiques géométriques des sections brutes et nettes. En intégrant également l'effet de l'hourdis, nous avons défini les dimensions nécessaires pour garantir une structure fiable et robuste. Cette étape constitue un fondement essentiel dans la conception de ponts performants et durables.

## *Chapitre III*

### *Calcul des charges et surcharges*

### III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous analyserons les charges et surcharges appliquées au pont, en lien avec sa fonction de support structurel.

Les sollicitations exercées sur une structure se répartissent en deux grandes catégories :

**Les charges permanentes**, comprenant notamment le poids propre de l'ouvrage et toutes les charges fixes ou constantes.

**Les charges variables**, telles que celles induites par la circulation, les conditions climatiques ou d'autres effets environnementaux.

L'objectif de cette analyse est d'évaluer précisément l'ensemble de ces actions afin de concevoir un pont capable de résister durablement aux sollicitations prévues, tout en respectant les normes de sécurité, de performance et de durabilité en vigueur.

Dans cette étude, chaque type de charge sera scruté en détails afin de comprendre pleinement son impact sur la résistance aux efforts le sollicitant suivantes :

- Les charges permanentes (CP) et (CCP).
- Les surcharges routières.
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps et due au vent.

### III.2. Calcul de la charge permanente (CP)

#### III.2.1. Poids de la poutre

##### III.2.1.1. Sections des poutres

Du chapitre précédent, on a déduit les sections des différentes poutres :

$S_1 = 7806 \text{ cm}^2$  (Section d'about).

$S_2 = 6463 \text{ cm}^2$  (Section médiane).

$S_3 = 5108 \text{ cm}^2$  (Section intermédiaire).

- Les demi-différences de l'âme  $a_1$  et  $a_2$

$$a_1 = \frac{47-35}{2} = 6\text{cm} \quad ; \quad a_2 = \frac{35-21}{2} = 7\text{cm} \quad (\text{III.1})$$

➤ Section d'about :

Conformément aux directives de CALGARO, la section d'about des poutres dépasse généralement l'axe des lignes d'appui d'environ 50 à 60 cm. On peut donc en déduire que :

$$L_1 \cong L_n + 1,20 \text{ mètre, (III.2)}$$

$L_n$  : c'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre, selon notre ouvrage on a pris  $L_n = 0,52$  m.

$$\text{Donc on aura : } L_1 \cong 0,52 + 1,20 = 1,72 \text{ m.}$$

➤ **Section intermédiaire ( $L_2$ )**

$$L' = 2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{\text{total}} - 2(L_1 + a_1) \Rightarrow 33,40 - 2(1,72 + 0,06) \Rightarrow L' = 29,84 \text{ m}$$

$L'$  : la longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

D'où ;

$$L_2 = \frac{L'}{4} \text{ (III.3)}$$

$$L_2 = \frac{29,84}{4}$$

$$L_2 = 7,46 \text{ m}$$

➤ **Section médiane ( $L_3$ )**

$$L' = 2(L_2 + a_1) + L_3 \Rightarrow L_3 = L' - 2(L_2 + a_2) \text{ (III.4)}$$

$$L_3 = 29,84 - 2(7,46 + 0,07)$$

$$L_3 = 14,78 \text{ m.}$$

Par conséquent :

$$L_1 = 1,72 \text{ m ; } L_2 = 7,46 \text{ m ; } L_3 = 14,78 \text{ m.}$$

**III.2.1.2. Section équivalente de la poutre**

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[ 2 \times (L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a_1) + 2 \times (L_2 \times S_2 + \frac{S_2 + S_3}{2} \times a_2) + L_3 \times S_3 \right] \text{ (III.5)}$$

**Application numérique :**

$$S_{eq} = \frac{1}{33,40} \left[ 2 \times (1,72 \times 0,7806 + \frac{0,7806 + 0,6463}{2} \times 0,06) + 2 \times (7,46 \times 0,6463 + \frac{0,6463 + 0,5108}{2} \times 0,07) + 14,78 \times 0,5108 \right]$$

$$S_{eq} = 0,600 \text{ m}^2.$$

**III.2.1.3. Le poids propre de la poutre**

$$P_{\text{poutre}} = \gamma_b \cdot S_{\text{éq}} \quad (\text{III.6})$$

$$P_{\text{poutre}} = 2,5 \times 0,600$$

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml.}$$

**III.2.1.4. Le poids de toutes les poutres**

$$P_{\text{poutres}} = \text{le nombre de poutres} \times P_{\text{poutre}} \quad (\text{III.7})$$

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 1,50$$

$$P_{\text{poutres}} = 10,50 \text{ t/ml.}$$

**III.2.2. Poids de la dalle**

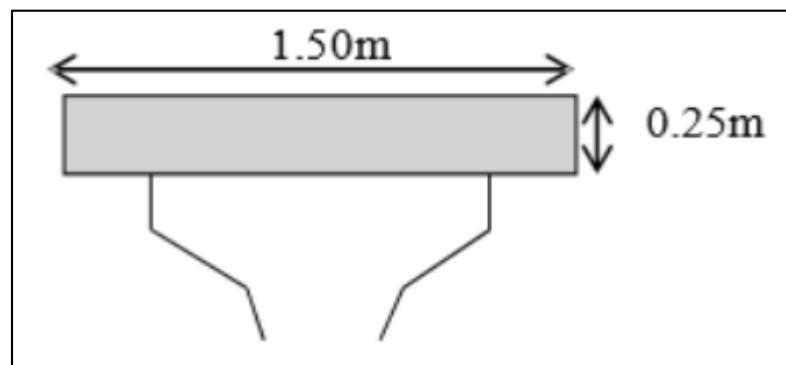
- Longueur de la dalle  $L_{\text{dalle}} = 33,40 \text{ m}$

- Largeur de la dalle  $l_{\text{dalle}} = 10,66 \text{ m}$

- Epaisseur de la dalle  $E_{\text{dalle}} = 0,25 \text{ m}$

- Poids volumique de béton  $P_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

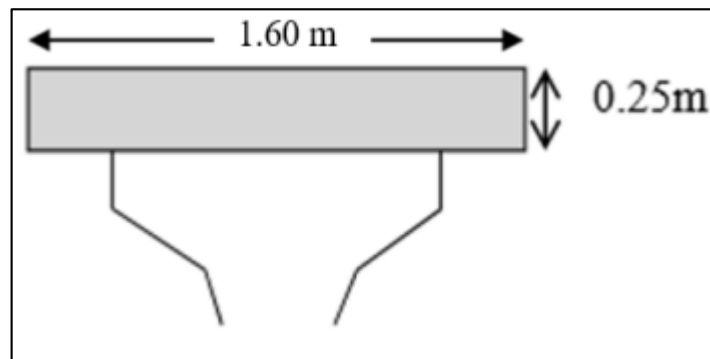
➤ **Le poids propre de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :**



*Figure III.1 : La dalle de la poutre intermédiaire*

$$P_{\text{intermédiaire}} = 0,25 \times 1,50 \times 2,5 = 0,9375 \text{ t/ml} \quad (\text{III.8})$$

➤ **Le poids propre de la dalle qui revient à la poutre de rive**



*Figure III.2 : La dalle de la poutre de rive*

$$P_{\text{rive}} = 0,25 \times 1,60 \times 2,5 = 1 \text{ t/ml}$$

- **Poids total de la dalle**

$$P_{\text{dalle}} = (5 \times P_{\text{intermédiaire}}) + (2 \times P_{\text{rive}}) \quad (\text{III.9})$$

$$P_{\text{dalle}} = (5 \times 0,9375) + (2 \times 1)$$

$$P_{\text{dalle}} = 6,6875 \text{ t/ml.}$$

- **Le poids total des éléments porteurs**

$$CP = (P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}}) \times L \quad (\text{III.10})$$

$$CP = (10,50 + 6,6875) \times 33,4$$

$$CP = 574,0625 \text{ t/ml}$$

### III.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP)

Les charges complémentaires permanentes (CCP) incluent également : trottoirs, corniches, garde-corps, glissière de sécurité et revêtement.

#### III.3.1. Trottoir

Dans notre projet on prendra un trottoir sur caniveau de 22 cm de hauteur et 0,75 m de Largeur.

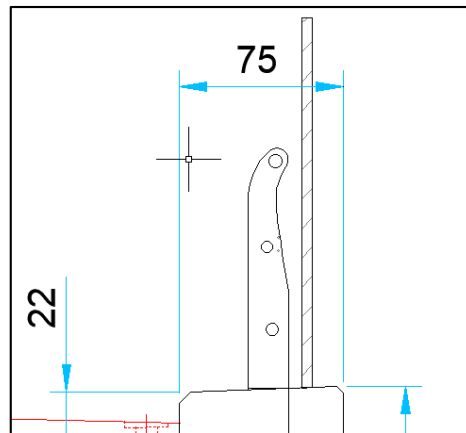


Figure III.3 : Détail trottoir.

$$P_{\text{trottoir}} = \gamma \times \text{épaisseur} \times \text{largeur} \quad P_{\text{trottoir}} = 2,5 \times 0,22 \times 0,75 \quad (\text{III.11})$$

$$P_{\text{trottoir}} = 0,412 \text{ t/ml}$$

On a deux trottoirs identiques :

$$P_{\text{trottoir}} = 2(\gamma \times \text{épaisseur} \times \text{largeur} \times P_{\text{trottoir}} \times L_p) = 2 \times (2,5 \times 0,22 \times 0,75 \times 33,40)$$

$$P_{\text{trottoir}} = 27,5 \text{ t}$$

### III.3.2. Garde-corps

Le poids du garde-corps est de : 0,10 t/ml

$$P_{\text{garde-corps}} = 0,10 \text{ t/ml}$$

### III.3.3. Revêtement

La structure comprend une couche de revêtement bitumineux d'une épaisseur de 7 cm, ayant une densité de 2,2 t/m<sup>3</sup>.

$$P_{\text{revêtement}} = 2,2 \times 0,07 \times 8,00 \quad (\text{III.12})$$

$$P_{\text{revêtement}} = 1,23 \text{ t/ml.}$$

### III.3.4. Glissière de sécurité métallique

Le poids de la glissière de sécurité métallique avec support est de 0,10 t/ml,

$$P_{\text{glissière}} = 0,10 \text{ t/ml.}$$

### III.3.5. Corniches

$$P_{\text{cor}} = \gamma_b \times S_c \times L_{\text{cor}} \quad (\text{III.13})$$

$$P_{\text{cor}} = 2,5 \times [(0,25 \times 0,22) + (0,75 \times 0,13)]$$

$$P_{\text{cor}} = 0,38 \text{ t/ml}$$

Donc :

CCP : Le complémentaire de la charge permanente est de :

$$\text{CCP} = P \text{ trottoir} + P \text{ garde-corps} + P \text{ glissière} + P \text{ revêtement} + \text{corniche}$$

$$\text{CCP} = 0,412 + 0,10 + 0,10 + 1,23 + 0,38$$

$$\text{CCP} = 2,222 \text{ t/ml.}$$

#### ➤ Le poids total du tablier

*Tableau III.1: Poids total du tablier en (t/ml).*

	Eléments	Poids (t/ml)
CP	Poutres	10,50
	Dalle	6,87
CCP	Trottoir	0,412
	Garde-corps	0,10
	Corniche	0,38
	Glissière de sécurité	0,10
	Revêtement	1,23
<b>Poids total du tablier</b>		<b>19,59</b>

#### ➤ La charge totale du tablier en tonne :

$$G \text{ totale} = (\text{CP} + \text{CCP}) \times L \quad (\text{III.14})$$

$$G \text{ totale} = 19,59 \text{ t/ml} \times 33,40 \text{ m}$$

$$G \text{ total e} = 654,370 \text{ t.}$$

### III.4. Calcul des surcharges routières

Les systèmes de charge retenus pour notre ouvrage sont conformes aux prescriptions du DTR-RCPR 2008.

- ✓ La surcharge de type A(l).
- ✓ Système B.
- ✓ Surcharge militaire MC 120.
- ✓ Surcharge exceptionnelle convois de D240.

Les actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de manière à produire l'effet le plus défavorable. Toutefois, la chaussée n'étant pas intégralement chargée, la largeur chargeable est déterminée à partir de la largeur roulable.

#### ➤ Largeur roulable (Lr)

La largeur roulable correspond à la distance mesurée entre les dispositifs de retenue, tels que les bordures de trottoir.

Dans notre cas, la largeur roulable est de 8,98 mètres.

#### ➤ Largeur chargeable (Lc)

Elle se déduit de la largeur rouable en enlevant 2 bande de 0,49 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) qu'il en existe,

$$Lc = Lr - 0,49 \times 2 \text{ (III.15)}$$

$$Lc = 8,98 - 0,49 \times 2$$

$$Lc = 8 \text{ mètres}$$

Remarque :

La largeur totale de l'ouvrage (avec corniches et garde-corps) est de 10,66 mètres

#### ➤ Nombre de voies

On calcule le nombre de voie par la formule suivante :

$$n = E\left(\frac{Lc}{3}\right) \text{ (III.16)}$$

Application numérique :

$$n = E\left(\frac{8}{3}\right)$$

$$n = 2,66$$

Donc on prend :  $n = 2$  voies.

➤ **Largeur de la voie**

Elle est donnée par la relation :

$$L_v = \frac{L_c}{n} \quad (\text{III.17})$$

$$L_v = \frac{8}{2}$$

$$L_v = 4 \text{ m}$$

Donc on a 2 voies de circulation de 4 m de chacune.

➤ **Classe de pont**

;;;;; bn *Tableau III.2 : Classe de pont*

Classe de pont	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5,5 \text{ m}$

On a :  $L_r = 8,98 \text{ m} > 7 \text{ m}$ , donc notre pont est classé dans la première classe.

### III.4.1. Système de charges A

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie, dont l'intensité varie en fonction de la longueur chargée «  $l$  », il est défini par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad (\text{III.18})$$

$l$  : la longueur chargée qui est de 33,40 m.

Application numérique :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{33,4+12}$$

$$A(l)=1022,95 \text{ kg/m}^2 = 1,0229 \text{ t/m}^2.$$

➤ **Calcul des coefficients a1 et a2**

a1 est déterminé selon la classe du pont comme indiqué dans le tableau suivant :

*Tableau III.3 : Valeurs de coefficient a1 de dégressivité transversale de la charge.*

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	<b>1</b>	0,90	0,75	0,70
	Deuxième	1	0,90	-	-	-
	Troisième	0,90	0,80	-	-	-

Pour notre cas :  $a_1 = 1$  ; puisque on a un pont de première classe avec deux voies de circulation.

$a_2$  : est donné par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{L_{v0}}{L_v}$$

$L_{v0}$  : En fonction de classe de pont

*Tableau III.4 : Valeurs de  $L_{v0}$ .*

Classe de pont	$L_{v0}$
1 <sup>ère</sup> classe	<b>3,5 m</b>
2 <sup>ème</sup> classe	3 m
3 <sup>ème</sup> classe	2,75 m

Pour notre cas :  $L_{v0} = 3,5$  m pont de première classe,  $L_v = 4,00$  m

Donc

$$a_2 = \frac{3,5}{4}$$

$$a_2 = 0,875$$

### Les valeurs de la charge A sont données dans le tableau suivant

On a:  $A = a_1 \times a_2 \times A(l) = 1 \times 0,875 \times 1,02 = 0,8925 \text{ t/m}^2$ . (III.19)

*Tableau III.5 : Valeur de la charge A en fonction du nombre de voies chargées.*

Nombre de Voies	$a_1$	$a_2$	$A(l) \times a_1 \times a_2 \text{ (t/m}^2\text{)}$	Largeur de la voie (m)	A (t/ml)
01	1	0,875	0,8925	4,00	3,12375
02	1	0,875	0,8925	8,00	6,2475

### III.4.2. Système de charge B

Le système de charges B se compose de trois systèmes distincts, dont les effets sur chaque élément des ponts doivent être examinés séparément.

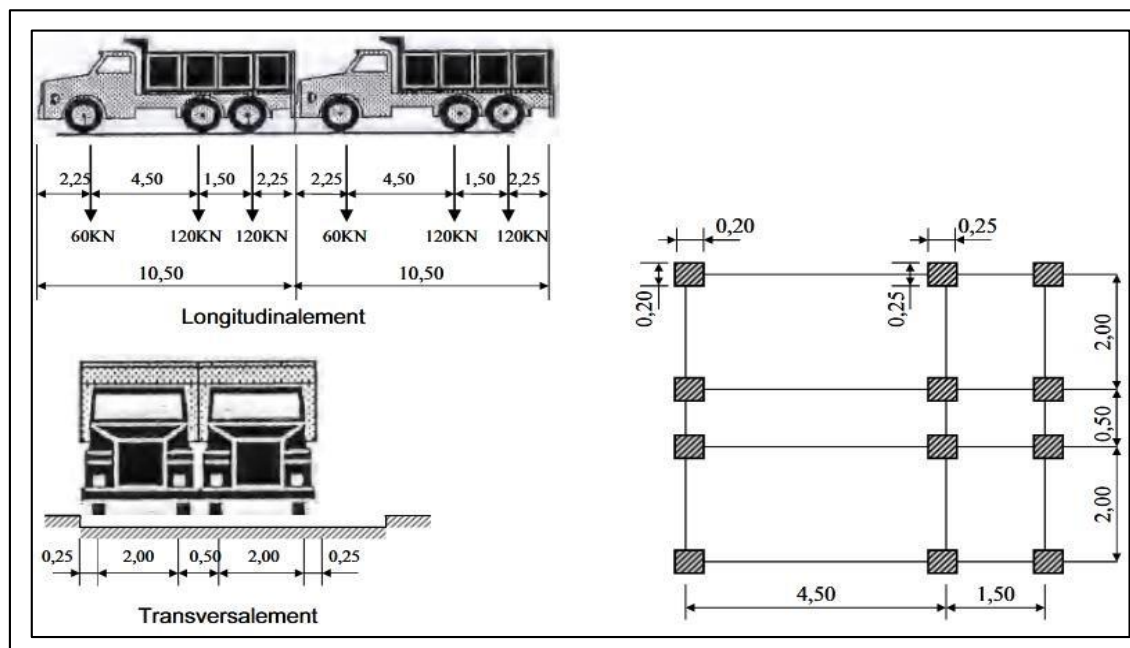
**Le système Bc**, se compose de camions types pesant jusqu'à 30 tonnes.

**Le système Br**, se compose d'une roue isolée pouvant supporter jusqu'à 10 tonnes.

**Le système Bt**, se compose de groupes de deux essieux dénommés « essieux tandems » pesant à 32 tonnes.

#### III.4.2.1. Système de charges Bc

Le camion type du système Bc est équipé de trois essieux, tous à roues simples avec pneumatiques. Ses caractéristiques sont précisées dans la figure ci-dessous :



*Figure III.4 : Système de charges Bc.*

Une file de système B<sub>c</sub> se compose de deux camions de 30 t disposée l'un après l'autre.

Remarque : les charges du système B<sub>c</sub> sont soumises à des majorations dynamiques, appliquées avec un coefficient identique pour chaque élément de l'ouvrage.

- **Détermination du coefficient de majoration dynamique  $\delta$**

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{III.20})$$

L : la portée de la travée.

G : la charge totale du tablier.

S : la surcharge maximale du véhicule pondéré.

$$S = \max \{B_c \times b_c \times n \times 2 ; B_t \times b_t \times n \times 2 ; B_r\} \quad (\text{III.21})$$

$$S = \max \{30 \times 1,10 \times 2 \times 2 ; 16 \times 1 \times 2 \times 2 ; 10\}$$

$$S = \max \{132 \text{ t} ; 64 \text{ t} ; 10 \text{ t}\}$$

On prend : S = 132 t.

Concernant notre ouvrage, on a un pont de 1<sup>ère</sup> classe et deux voies donc :  $b_c = 1,10$ .

Application numérique :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4\frac{653,370}{132}}$$

$$\delta_{bc} = 1,08$$

**Tableau III.6 : Résultat de système de charge B<sub>c</sub> par essieu.**

Nombre de voies chargées	$b_c$	$\delta_{Bc}$	Charge par essieu (t)		
1 voie	1,20	1,0809	E. AV	$1 \times 6 \times 1,20 \times 1,0809$	7,782
			E. AR	$1 \times 12 \times 1,20 \times 1,0809$	15,564
2 voies	1,10	1,0834	E. AV	$2 \times 6 \times 1,10 \times 1,0834$	14,300
			E. AR	$2 \times 12 \times 1,10 \times 1,0834$	28,601

Avec : **E. AV** : essieu avant ; **E. AR** : essieu arrière.

### III.4.2.2. Surcharge Bt

Le tandem standard a un poids total de 320 kN, réparti équitablement sur deux essieux identiques, soit 160 kN par essieu. Chaque essieu est composé de deux roues simples munies de pneumatiques. La surface de contact au sol de chaque roue est de forme rectangulaire, mesurant 0,60 m en largeur (transversalement) et 0,25 m en longueur (dans le sens de la marche), comme illustré dans la figure ci-dessous :

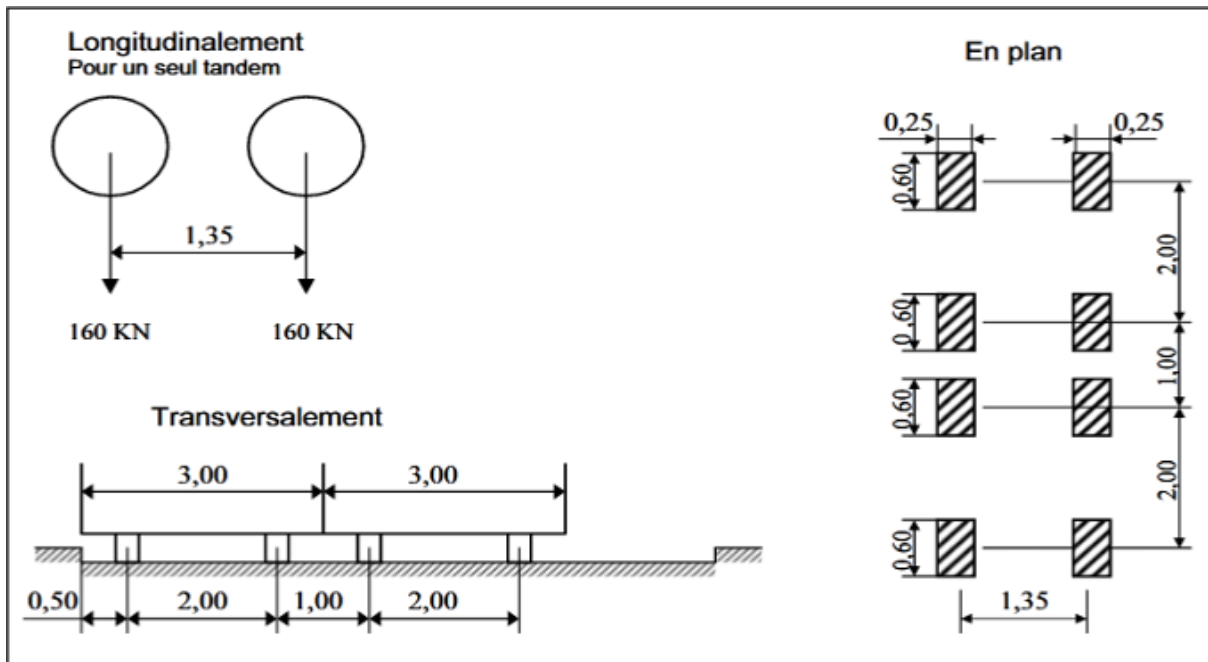


Figure III.5 : Système Bt

Tableau III.7 : Valeurs de coefficient  $b_t$

Classe de pont	$b_t$
Première classe	<b>1,00</b>
Deuxième classe	0,90

Dans notre cas  $B_t = 1,00$

Donc :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{III.22})$$

L : 33,40.

G : 653,370

S :  $32 \times 2 \times 1$  ; S= 64t pour 2 tandems.

Application numérique :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4\frac{653,370}{64}}$$

$$\delta_{bt} = 1,066$$

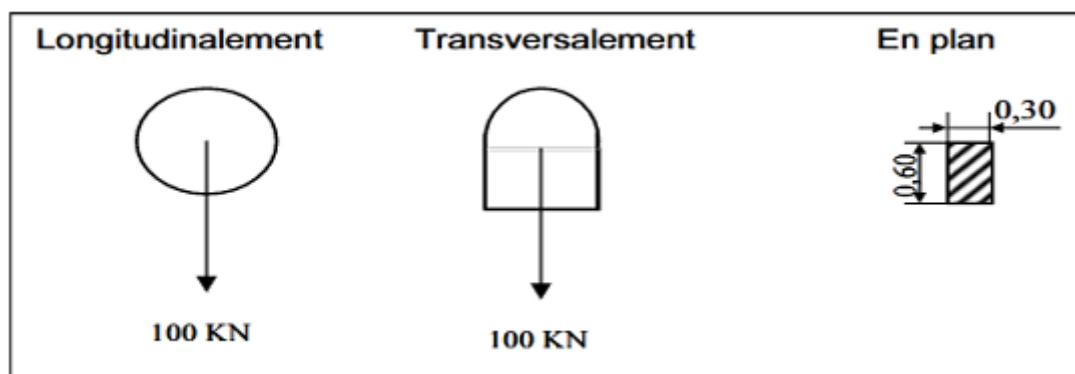
Ce tableau résume les résultats, montrant la masse totale en tonnes pour différents nombres de tandems :

*Tableau III.8 : Résultat de système de charge Bt par essieu.*

Désignation	Poids (t)	$b_t$	$\delta_{Bt}$	Essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,066	$1 \times 16 \times 1 \times 1,066 = 17,056$
2 Tandems	64	1	1,066	$2 \times 16 \times 1 \times 1,066 = 34,112$

### III.4.2.3. Surcharge Br

La surcharge Br est une méthode utilisée pour évaluer la résistance des ponts. Elle consiste à appliquer une charge ponctuelle de 10 tonnes à l'aide d'une roue isolée, dont la surface de contact est un rectangle de 0,6 m sur 0,3 m. Cette approche permet de simuler une contrainte localisée afin de vérifier la capacité du pont à supporter ce type de charge.



*Figure III.6 : Système Br*

### III.4.3. Convoie Mc 120

Un véhicule standard du système Mc 120 est équipé de deux chenilles et présente les caractéristiques suivantes :

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal, un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal, le nombre de convoi est illimité.

Poids total : 110 t

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m

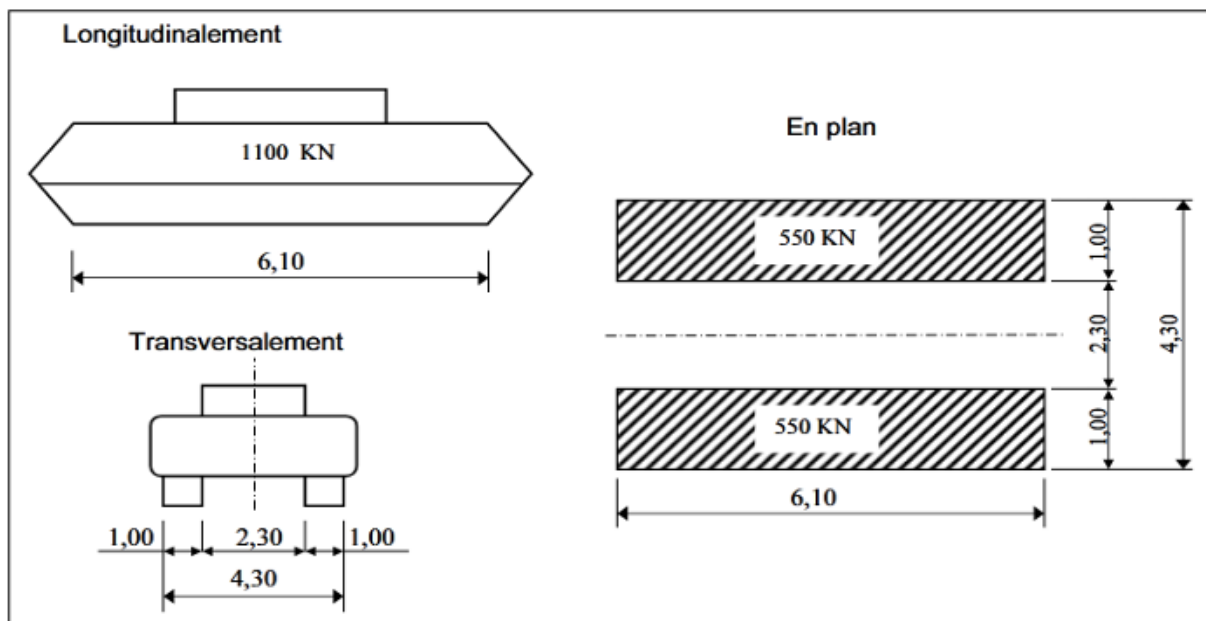


Figure III.7 : Convoie Mc 120.

- Le coefficient de majoration dynamique  $\delta$

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{III.23})$$

S : charge totale du système Mc 120 égale à : 110 t.

Application numérique :

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{653,370}{110}}$$

$$\delta_{mc120} = 1,076$$

$$MC_{120} = \frac{110}{6,10} \times 1,076$$

$$MC_{120} = 19,40 \text{ t/ml}$$

#### III.4.4. Charge exceptionnelle D240

Elle comprend une remorque composée de trois éléments, chacun constitué de quatre lignes à deux essieux, pour un poids total de 240 tonnes. Ce poids est supposé réparti uniformément sur la chaussée selon un rectangle de 3,2 mètres de largeur et 18,60 mètres de longueur, soit une charge linéaire de 12,90 tonnes par mètre.

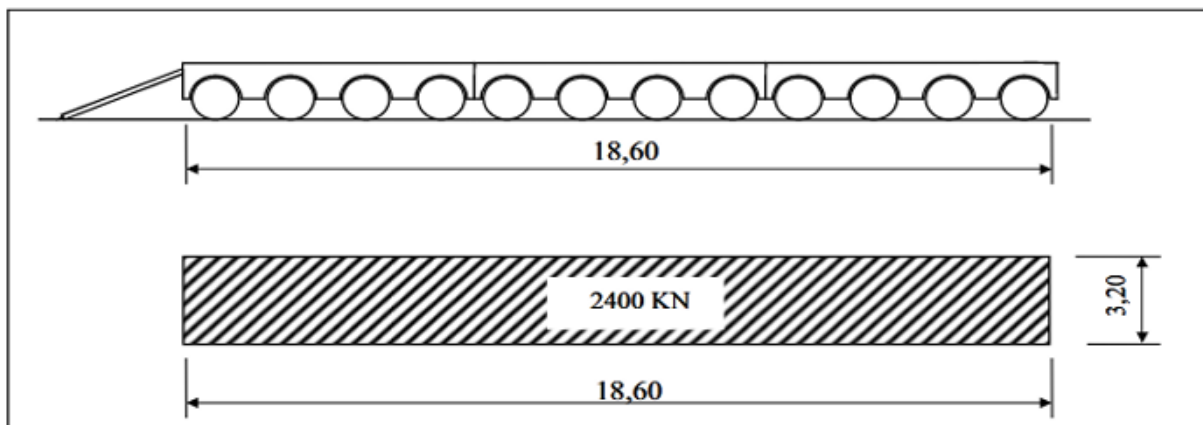


Figure III.8 : Système D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

Le poids par mètre linéaire du Système D240 est :

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml}$$

### III.5. Autres charges

#### III.5.1. Surcharge sur trottoir

D'après (RCPR2008)

Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 0,45 t/m<sup>2</sup>.

Surcharge globale : c'est une surcharge uniformément répartie de  $0,15 \text{ t/m}^2$ .

Nous avons utilisé la charge générale pour le calcul, c'est-à-dire une surcharge de  $0,15 \text{ t/m}^2$ .

Puisque nous avons deux trottoirs de  $0,75$  mètres de largeur,

Nous avons utilisé la charge générale pour le calcul, c'est-à-dire une surcharge de  $0,45 \text{ t/m}^2$ .

Les charges de trottoirs ne sont pas majorées pour effets dynamiques.

Puisque nous avons deux trottoirs parfaitement identiques, la charge de trottoir est doublée pour prendre en compte les deux côtés.

Un trottoir chargé :  $q = 0,45 \times 0,75 = 0,3375 \text{ t/ml}$ .

Deux trottoirs chargés :  $q = 0,3375 \times 2 = 0,675 \text{ t/ml}$ .

### **III.6. Conclusion**

Ce chapitre a permis de réaliser une analyse approfondie des charges et surcharges appliquées à la structure. L'estimation précise du poids propre du tablier, ainsi que la définition de l'ensemble des configurations de charge possibles (poids de chaque convoi, répartition transversale et longitudinale, nombre de systèmes par voie, etc.), constituent des étapes clés dans l'étude et la conception de l'ouvrage. Cette analyse rigoureuse offre une base solide pour un dimensionnement optimal, garantissant la stabilité et la sécurité de la structure face à diverses sollicitations. Après avoir défini les charges spécifiques pour chaque élément dans le premier chapitre, le second chapitre abordera la modélisation du tablier du pont à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2026, en intégrant ces charges pour une évaluation plus détaillée.

***CHAPITRE IV***  
***Modélisation du Tablier***

## IV.1. Introduction

La modélisation a pour objectif, d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

La modélisation couvre plusieurs volets : la définition de la géométrie de l'ouvrage, l'application des charges, l'analyse des efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants), ainsi que la vérification des sections et du ferrailage.

Ce chapitre expose les principes fondamentaux et les étapes clés de la modélisation d'un pont, en optant pour l'utilisation du logiciel ROBOT Structural Analysis 2026, basé sur la méthode des éléments finis, qui représente une avancée majeure dans ce domaine.

## IV.2. Présentation du logiciel

**ROBOT Structural Analysis Professional**, développé par Autodesk, est un logiciel avancé destiné au calcul et à l'optimisation des structures. S'appuyant sur la méthode des éléments finis, il propose un large éventail d'applications pour l'analyse de différents types de structures, qu'elles soient planes ou spatiales. Il permet notamment l'étude de treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, coques, systèmes en contraintes ou déformations planes, ainsi que d'éléments volumiques.

Les utilisateurs de **ROBOT Structural Analysis** tirent parti de sa puissance de modélisation pour concevoir des structures complexes combinant barres, coques et éléments volumiques. Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées, telles que la gestion des charges roulantes et des phases de chargement. Par exemple, une charge roulante est représentée par un ensemble de forces concentrées, linéaires et surfaciques, reproduisant le déplacement progressif d'un convoi sur la structure.



*Figure IV.1 : Logo du logiciel Autodesk Robot Structural Professional.*

### **IV.3. Etapes de modélisation**

La modélisation s'effectue comme suit :

Etape 1 : Choix de la structure

Etape 2 : Choix des unités, normes et matériaux utilisés. (Kn, m), normes (BAEL91) et matériaux utilisés (Béton  $f_{c28}=35\text{MPa}$ ).

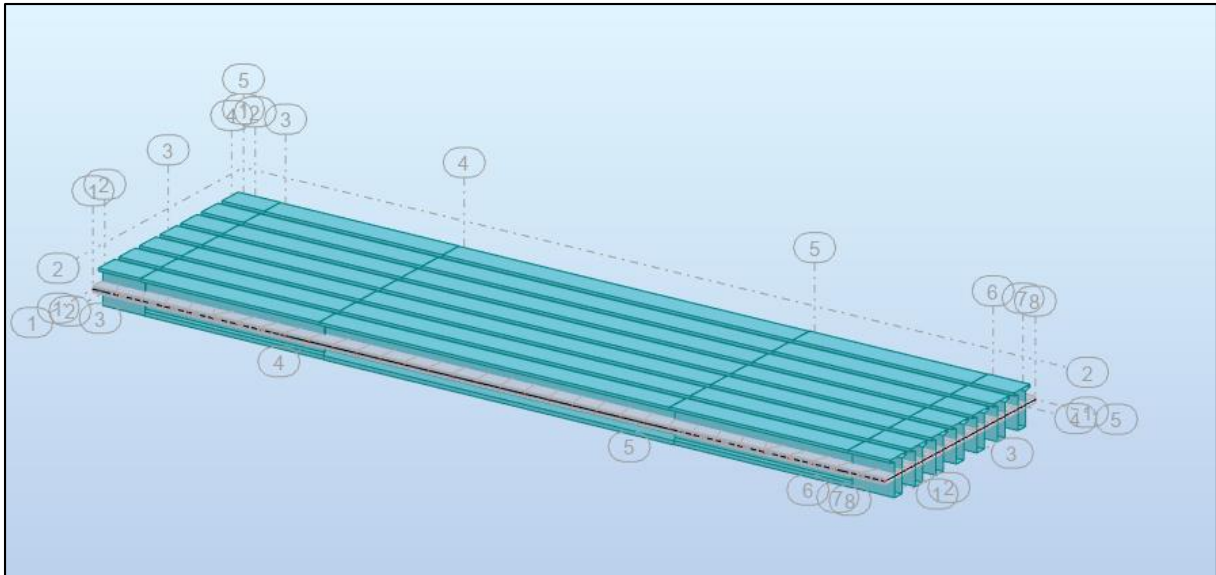
Définition des lignes de construction.

Importation des différentes sections de la poutre de l'AUTOCAD.

Définition des poutres comme élément barre.

Définition des appuis.

Définition de la dalle comme élément panneau.



*Figure IV.2 : Définition des poutres, dalle, appuis.*

## Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CP et surcharges comprend :

- Poids des trottoirs
- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.
- Surcharges Bc, D240, Mc120

### ✓ Définition des charges permanentes

- **Trottoir** «  $G_{\text{trottoir}}$  »

$G_{\text{trottoir}}$  : est une charge surfacique uniforme :

On a :  $P_{\text{trottoir}} = 0,412 \text{ t/ml}$  ; largeur de trottoir = 0,75 m

$G_{\text{trottoir}} = 0,412 \div 0,75 = 0,549 \text{ t/m}^2 \approx 0,55 \text{ t/m}^2$ .

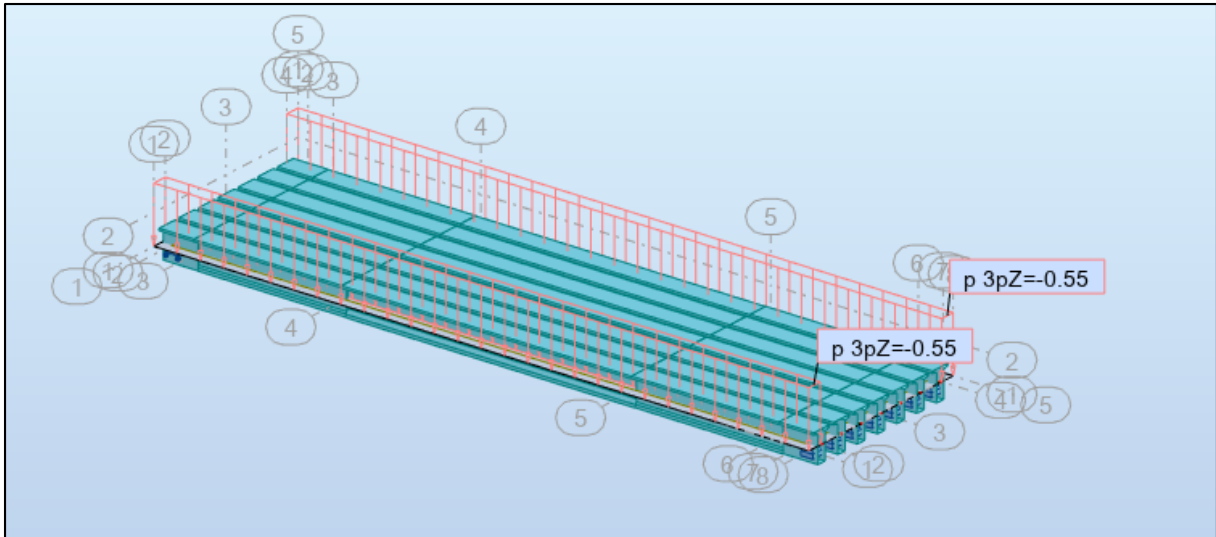


Figure IV.3 Définition de G trottoir.

- **Corniche** « **G** corniche »

$G_{\text{corniche}} = 0,38 \text{ t/ml}$  (charge linéaire uniforme).

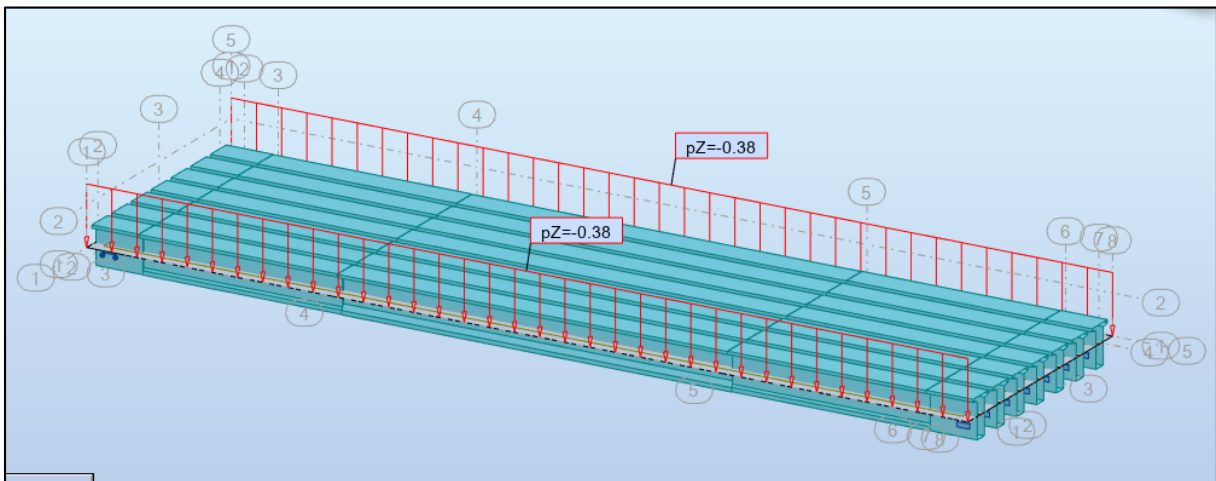


Figure IV.4 Définition de G corniche.

- **Garde-corps** « **G** garde-corps »

$G_{\text{garde-corps}} = 0,10 \text{ t/ml}$  (charge linéaire uniforme).

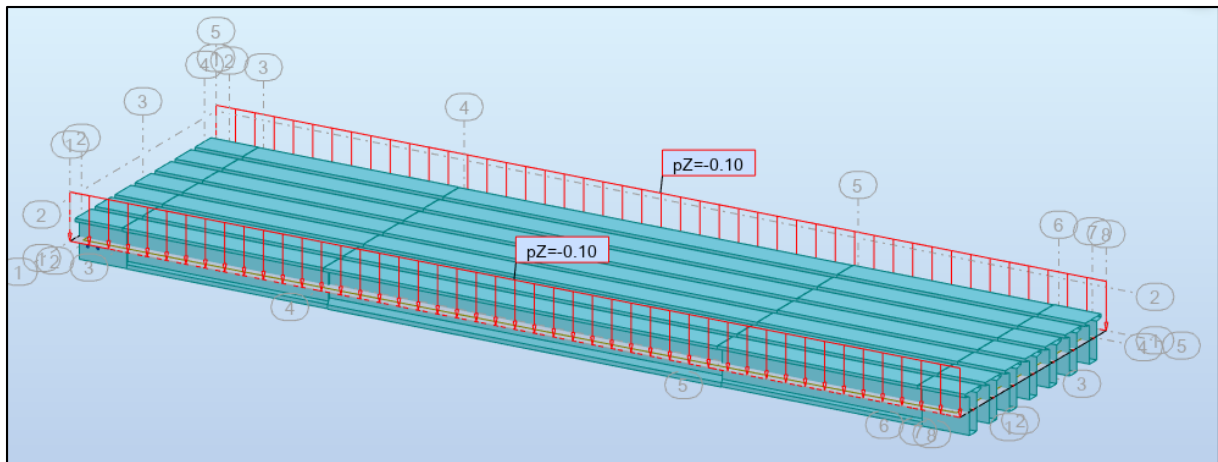


Figure IV.5 Définition de G garde-corps.

- **Glissière** « G glissière »

$G_{\text{glissière}} = 0,10 \text{ t/ml}$  (charge linéaire uniforme).

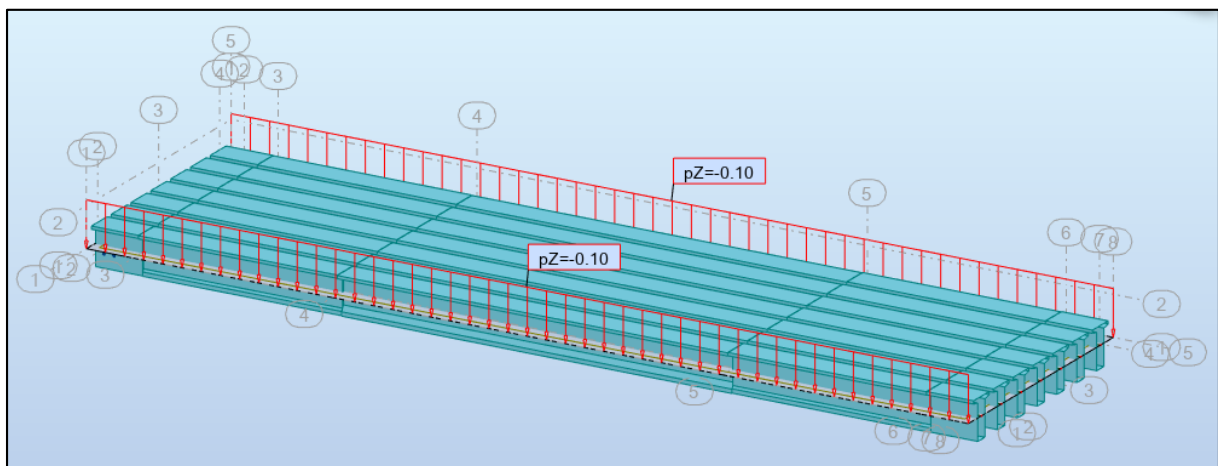


Figure IV.6 Définition de G glissière.

- **Revêtement** « G revêtement »

$G_{\text{revêtement}}$  est une charge surfacique uniforme :

On a :  $P_{\text{revêtement}} = 1,23 \text{ t/ml}$  ; largeur roulable = 8,00 m

$G_{\text{revêtement}} = 1,23 \div 8,00 = 0,13 \text{ t/m}^2$ .

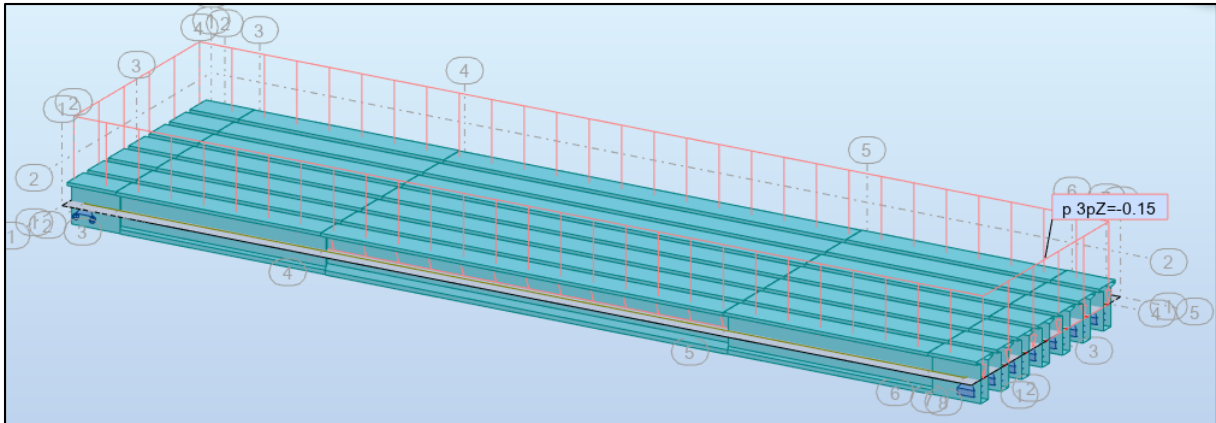


Figure IV.7 Définition de  $G_{\text{revêtement}}$ .

- ✓ Définition des charges d'exploitation
- Surcharge sur trottoir «  $Q_{\text{trottoir}}$  »

Un trottoir chargé :  $q = 0,45 \times 1,5 = 0,675 \text{ t/ml}$ .

Donc :  $Q_{\text{trottoir}} = 0,675, 1,5 = 0,45 \text{ T/m}^2$

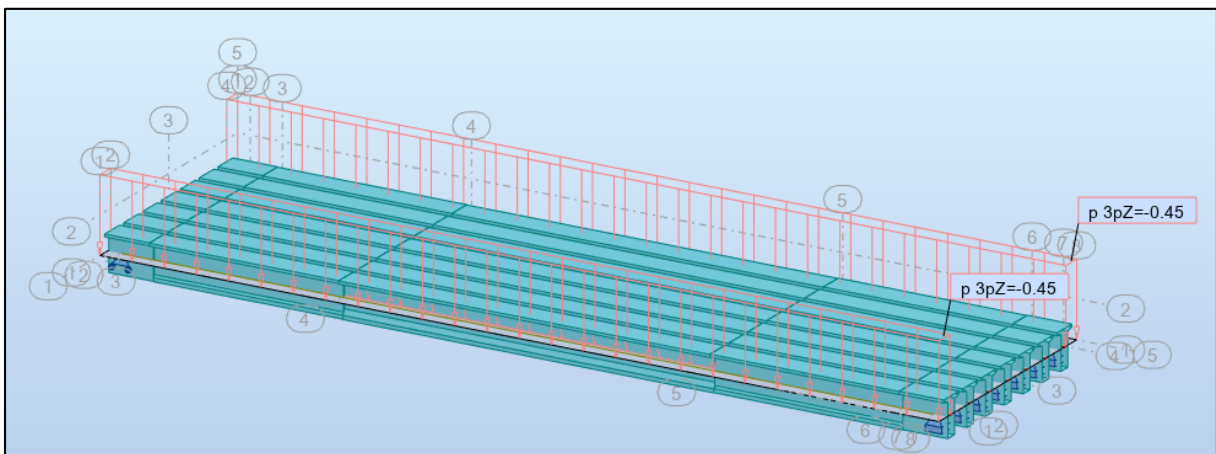


Figure IV.8 Définition de  $Q_{\text{trottoir}}$ .

- Système de charge A «  $Q_{A1}$  »
- $Q_{A1} = 0,998 \text{ t/m}^2 \approx 1 \text{ t/m}^2$ .

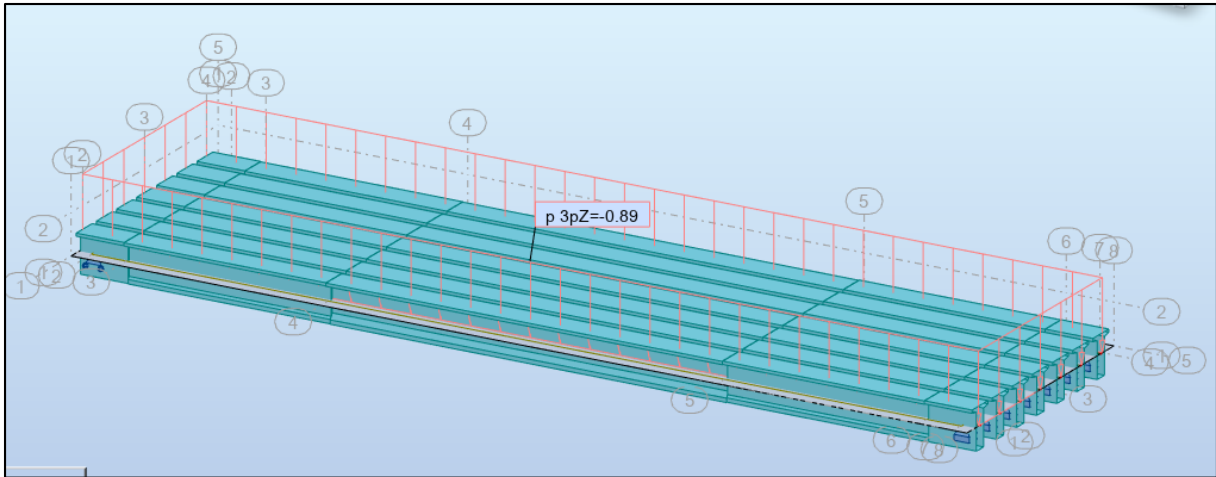


Figure IV.9 Définition de Q Al.

### Etape 3 : Définition des combinaisons de charges

On passe finalement aux combinaisons et on les introduit avant lancement le du calcul.

Tableau IV.1 : Différentes combinaisons de charges.

Pondérations	Combinaisons
<b>ELS</b>	$G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + A(l))$
	$G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + B_c)$
	$G + D240$
	$G + M_c120$
<b>ELU</b>	$1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + A(l))$
	$1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + B_c)$
	$1,35 (G + M_c120)$
	$1,35 (G + D240)$

### IV.4. Résultats des moments et efforts tranchants

Moment et effort tranchant à l'ELU :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :  $1,35G + 1,6(Q_t + A_l)$  (IV.1)

$M_{max} (ELU) = 776,89 \text{ t.m.}$

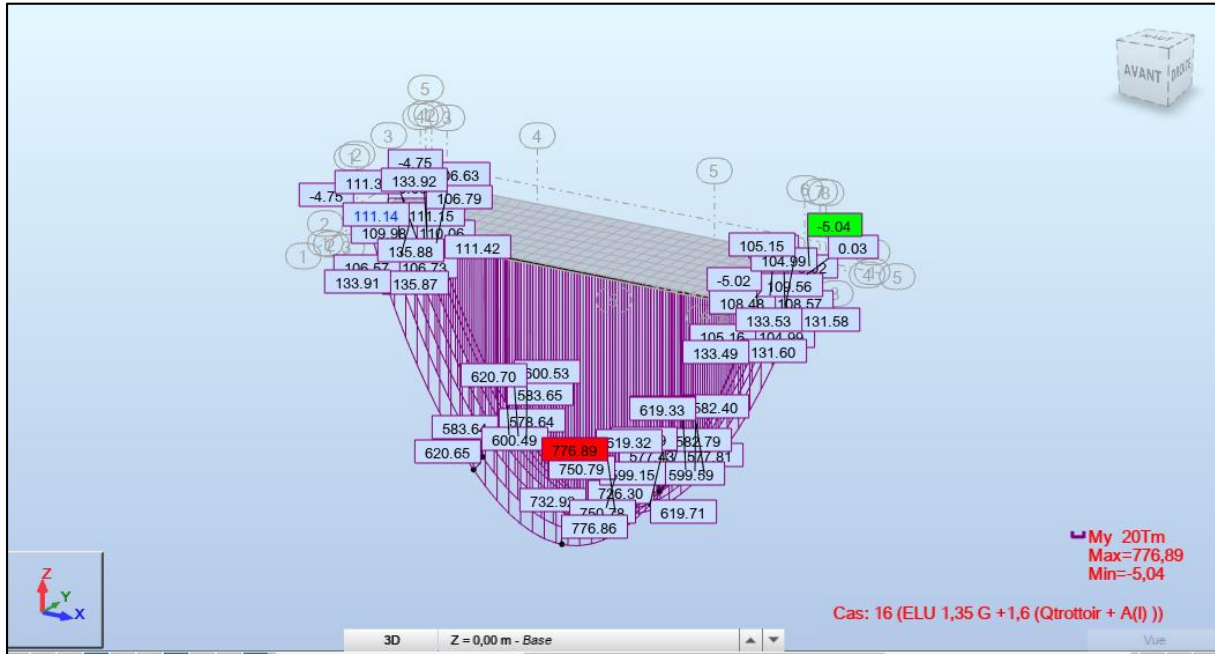


Figure IV.10 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à ELU

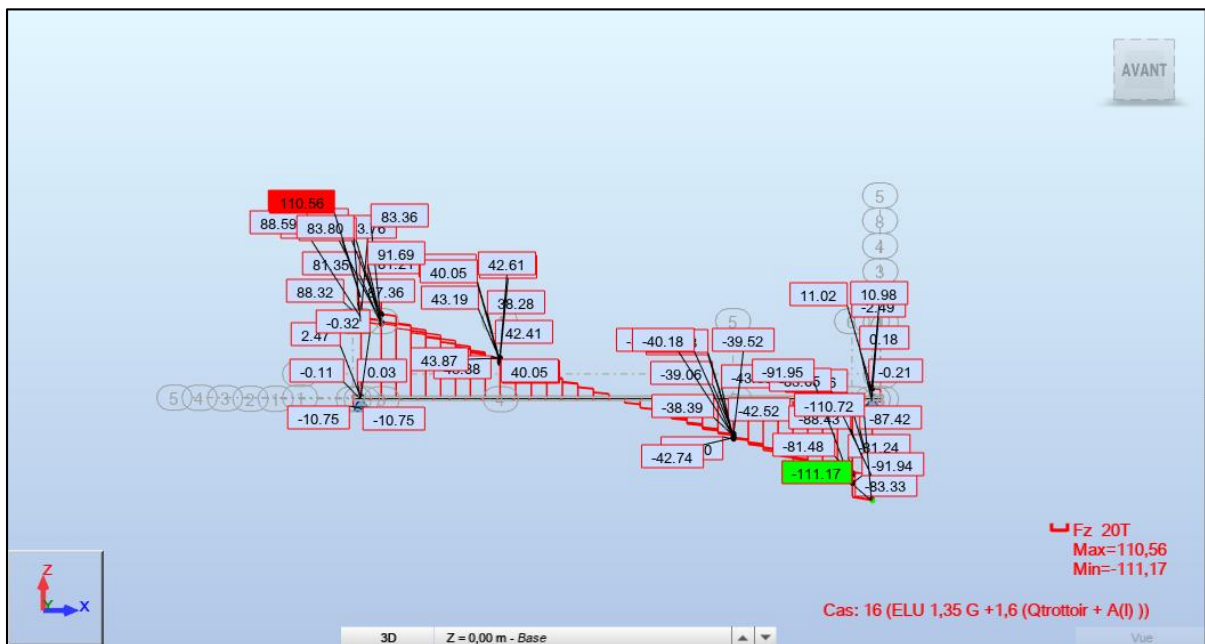


Figure IV.11 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

### Moment et effort tranchant à L'ELS

Le moment fléchissant et L'effort tranchant maximal sont obtenues par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :  $G + 1.2 (Q_t + A_I)$  (IV.2)

La valeur maximale de moment fléchissant à l'ELS : 577.83 t.m

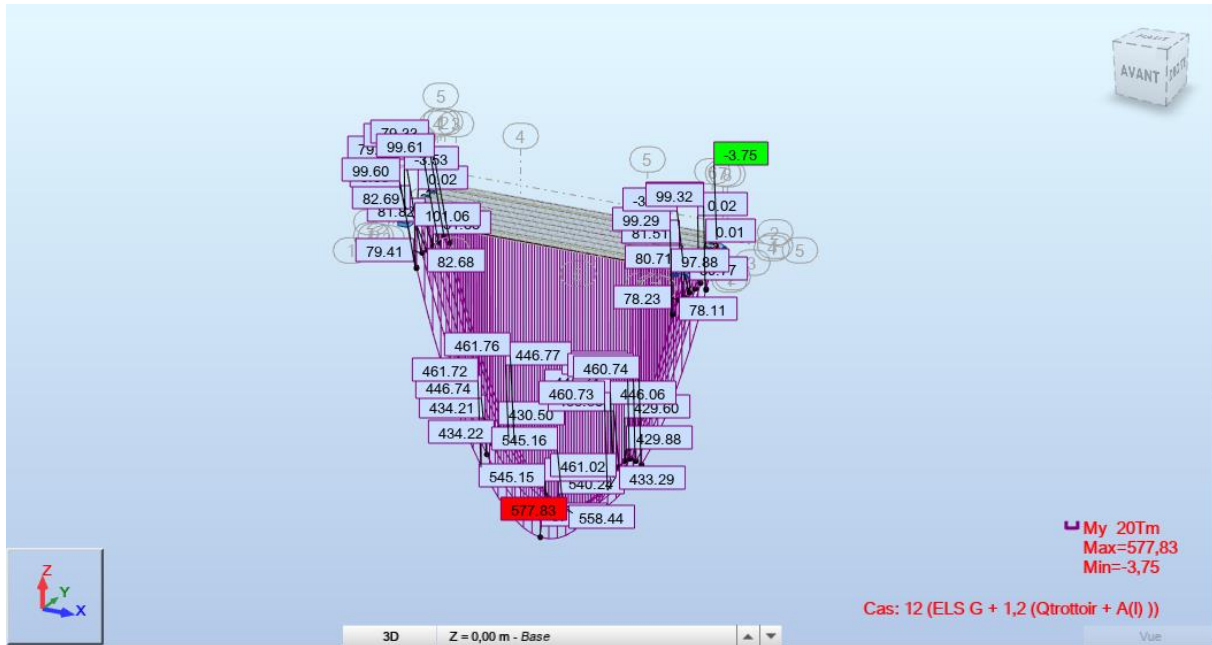


Figure IV.12 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

L'effort tranchant max à ELS est : 82.23 t

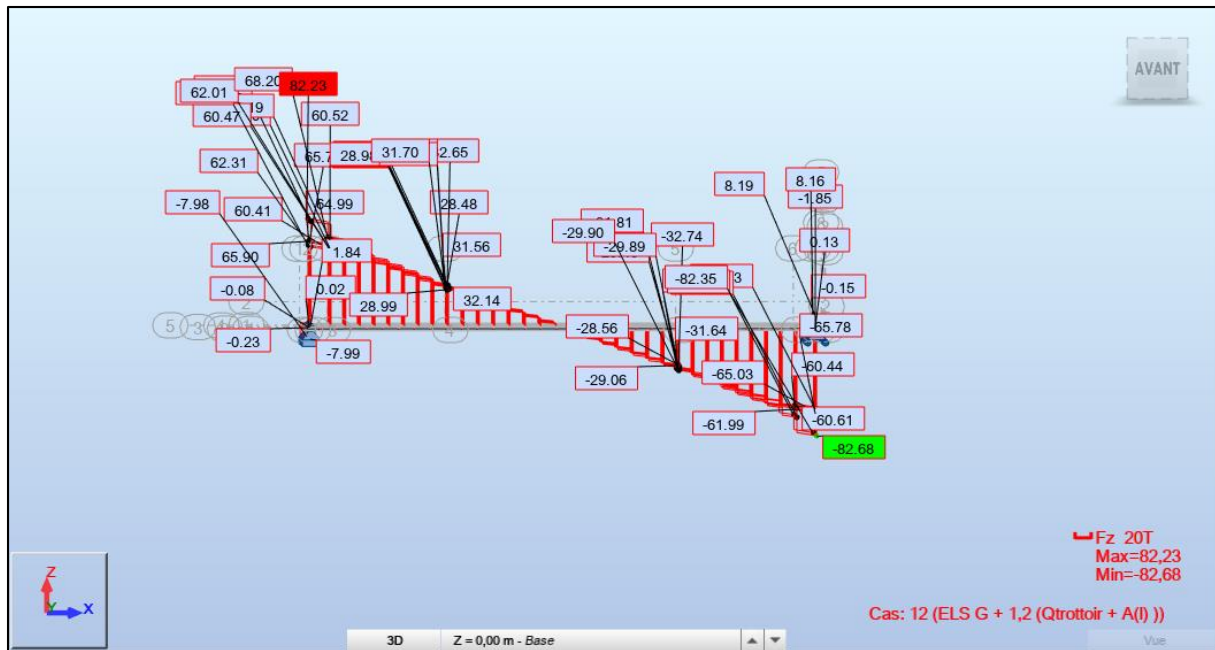


Figure IV.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau IV.2 : Efforts internes maximum dans les poutres.

Effort interne	$M_{\max}$ (t.m)	$T_{\max}$ (t)
ELU	776,89	110.56
ELS	577.83	82.23

## IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre, une modélisation détaillée du tablier du pont est réalisée afin d'évaluer sa capacité à supporter les différentes sollicitations. Cette démarche comprend la définition rigoureuse des éléments constitutifs, l'application structurée des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que la génération et l'analyse des combinaisons de charges pour identifier les situations les plus défavorables aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Cette méthode permet de déterminer avec précision les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les poutres, nécessaires au dimensionnement du ferrailage des poutres et de l'hourdis.

***CHAPITRE V***  
***Étude de l'hourdis***

## V.1. Introduction :

L'étude de l'hourdis dans le cadre des ponts revêt une importance capitale pour garantir la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage. Élément supérieur du tablier, l'hourdis et dalle en béton armé constituent le support direct de la chaussée et des trottoirs. Il a pour rôle de transmettre les charges verticales aux poutres porteuses et de répartir efficacement les efforts transversaux, jouant ainsi un rôle d'entretoisement entre les éléments structuraux.

## V.2. Étude de l'hourdis

Le ferrailage sera positionné pour résister au moment maximal engendré par la flexion simple. Ce moment maximal est déterminé par différentes combinaisons, tant pour l'état limite ultime (ELU) que pour l'état limite de service (ELS).

### V.2.1 Ferrailage dans le sens transversal de la dalle (Y-Y)

Les moments de flexion et effort tranchant max à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal de la dalle sont donnés dans les figures respectivement :

Moment max transversal à l'ELU :  $1,35G + 1,6(Qt+Al)$  (V.1)

$M_{yy} = 12,41$  t.m (Aux appuis) ;  $M_{yy} = 4,50$  t.m (En travée).

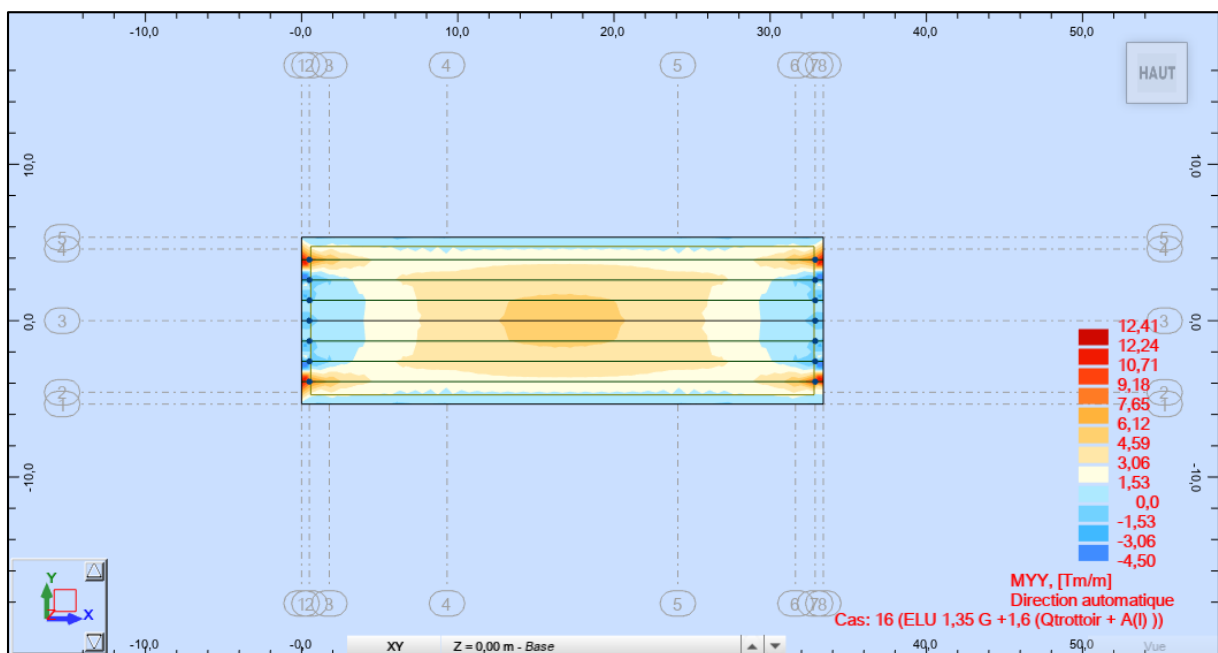


Figure V.1 : Moment max transversal ( $M_{yy}$ ) à l'ELU.

Moment max transversal à l'ELS : G + 1,2 (Qtrottoir + A(l) (V.2)

$M_{yy} = 15,03 \text{ t.m}$  (Aux appuis) ;  $M_{yy} = 8,89 \text{ t.m}$  (En travée).

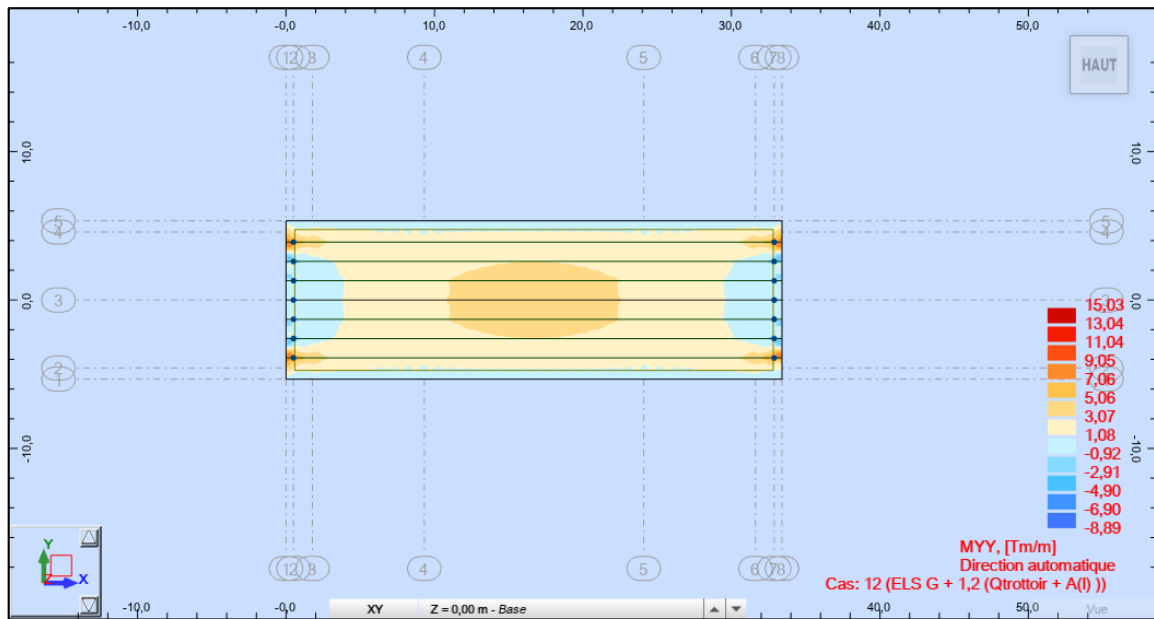


Figure V.2 : Moment max transversal ( $M_{yy}$ ) à l'ELS.

Effort tranchant max transversal à l'ELU :

$Q_{yy} = 31,07 \text{ t}$  (Aux appuis) ;  $Q_{yy} = 31,08 \text{ t}$  (En travée).

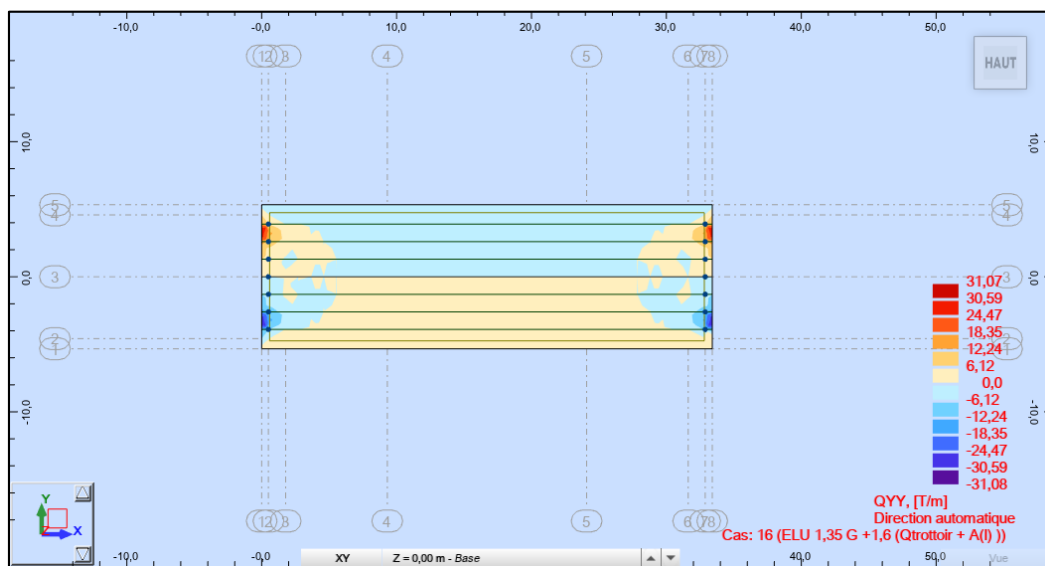


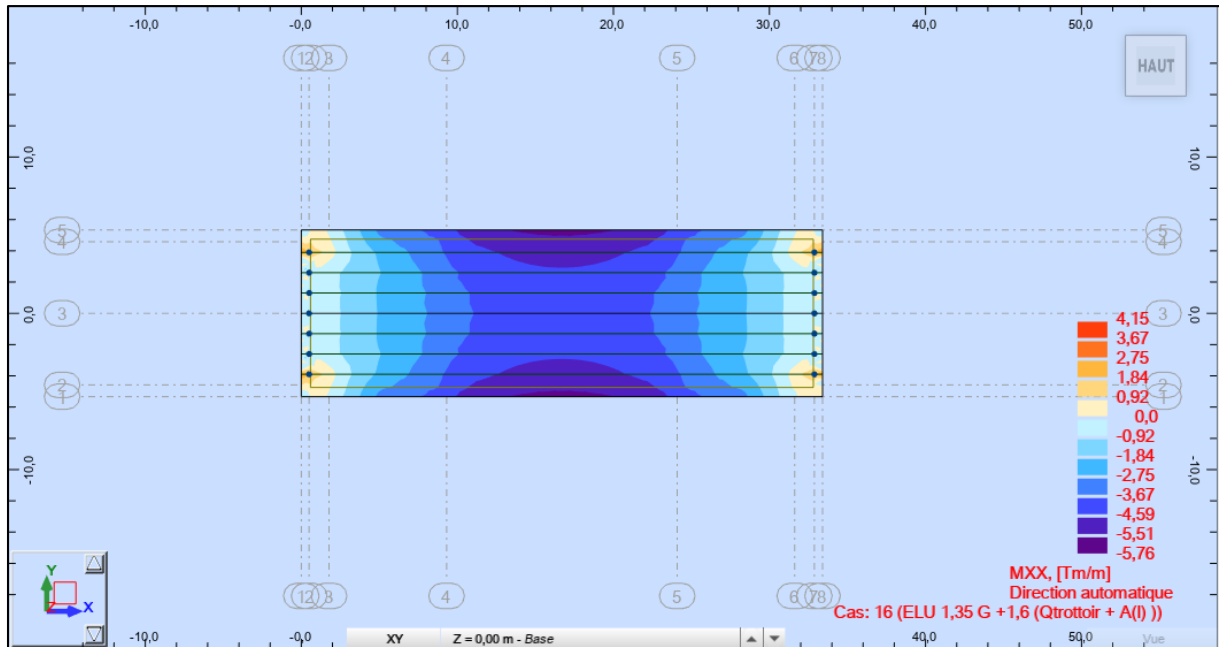
Figure V.3 : Effort tranchant max ( $Q_{yy}$ ) transversal à l'ELU.

### V.2.1 Flexion dans le sens longitudinal de la dalle (X-X)

Les moments de flexion et effort tranchant max à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal de la dalle sont donnés dans les figures respectivement :

Moment max longitudinal à l'ELU :  $(1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + A(l)))$  (V.3)

$M_{xx} = 4,15 \text{ t.m}$  (Aux appuis) ;  $M_{xx} = 5,76 \text{ t.m}$  (En travée).



*Figure V.4 : Moment max longitudinal ( $M_{xx}$ ) à l'ELU.*

Moment max longitudinal à l'ELS :  $(G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + A(l)))$  (V.4)

$M_{xx} = 3,09 \text{ t.m}$  (Aux appuis) ;  $M_{xx} = 4,29 \text{ t.m}$  (En travée).

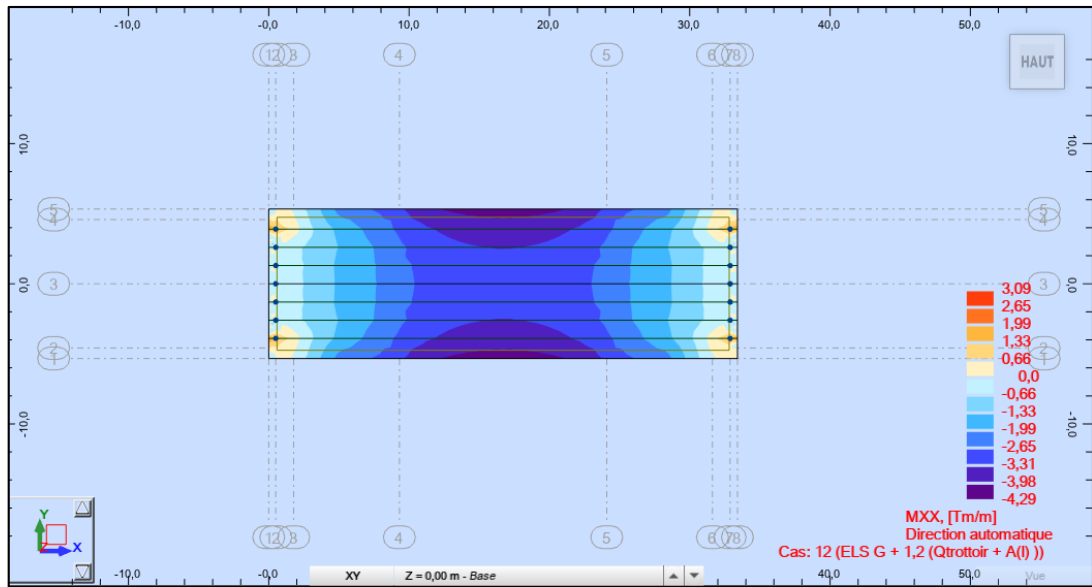


Figure V.5 : Moment max longitudinal ( $M_{xx}$ ) à l'ELS.

Effort tranchant max longitudinal à l'ELU :  $(1,35 G + 1,6 (Q_{trottoir} + A(l)))$  (V.5)

$Q_{xx} = 15,68 \text{ t}$  (Aux appuis) ;  $Q_{xx} = 15,57 \text{ t}$  (En travée).

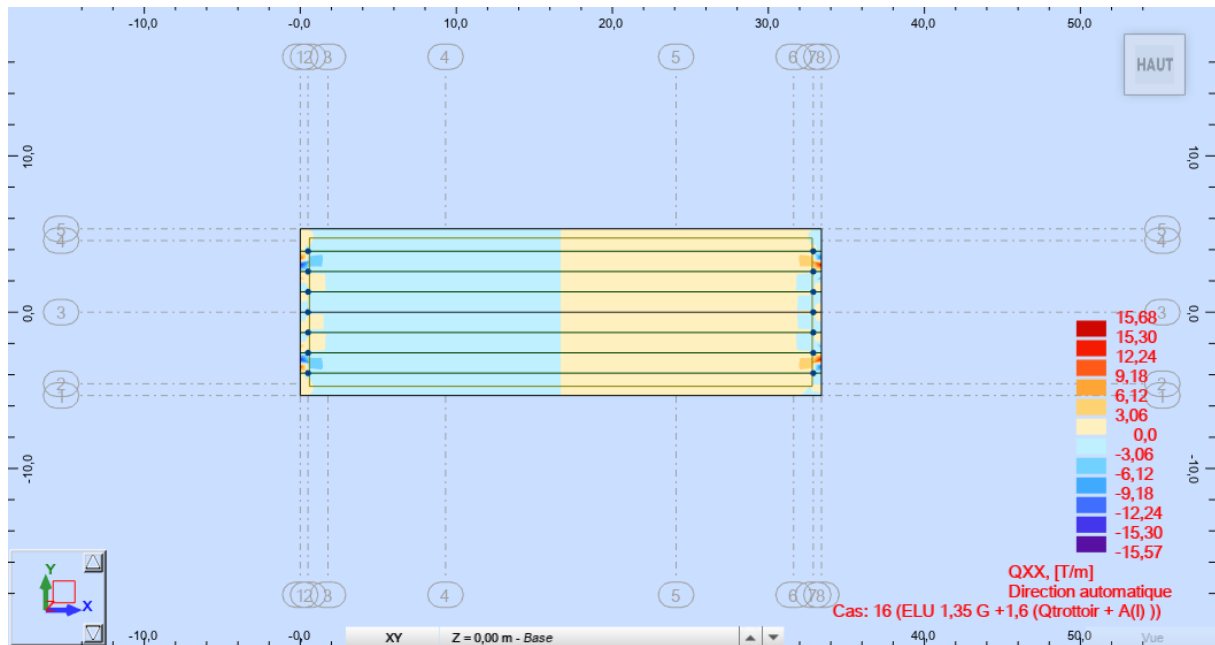


Figure V.6 : Effort tranchant max longitudinal ( $Q_{xx}$ ) à l'ELU.

### V.3. Ferrailage de la dalle

La dalle travaille en flexion simple, pour la ferrailer, nous prendrons en compte sa section transversale avec les dimensions suivantes : hauteur  $h$  qui est égale à l'épaisseur de la dalle ( $h = 25$  cm), et de largeur ( $b = 100$  cm), la hauteur utile  $d = 0,9 \times h = 22,5$  cm.

#### V.3.1 Ferrailage de la dalle dans le sens transversal de la dalle (Y-Y)

Données :

- $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 25 \Rightarrow d = 22,5$  cm.
- $b = 100$  cm.
- Béton :  $f_{c28} = 35$  MPa ; Acier :  $f_e = 500$  MPa.
- Les fissurations préjudiciables.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91.

##### V.3.1.1 Ferrailage de la dalle aux appuis

- À l'ELU :

$$M_u : 12,41 \text{ t.m}$$

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (\text{V.6})$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$u_u = \frac{12,41 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$u_u = 0,123$$

$u_u < 0,186$  Donc : Pivot A (section simplement armée)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123}) \Rightarrow \alpha = 0,164$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,022) = 0,934$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad (\text{V.7})$$

$$A_u = \frac{12,41 \times 10^4}{0,934 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 13,58 \text{ cm}^2$$

- À l'ELS

$$M_s = 15,03 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min(333,333 ; 228,63) \quad (\text{V.8})$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 228,63 \text{ Mpa}$$

$\eta = 1,6$  (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$u_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15,03 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,0129$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_s}) = 0,0163$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,993 = 22,35$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15,03 \times 10^4}{22,35 \times 228,63}$$

$$A_s = 29,41 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues :  $A = \text{Max}(A_u ; A_s)$

$$\text{Donc } A = \max(13,58 \text{ cm}^2 ; 29,41 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 29,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité du béton**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}) \times b \times d \quad (V.9)$$

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{2,7}{500}) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 31,07 \text{ t a (ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{31,07 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 1,38 < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient descellement relatif à une armature

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u$  :  $n\pi\phi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$n$  : Nombre des barres.

$\phi$  : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 25 = 471$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3,25 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

### V.3.1.2 Ferrailage de la dalle en travée

À l'ELU :

$$M_u : 4,50 \text{ t.m}$$

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$u_u = \frac{4,50 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$u_u = 0,0448$$

$$u_u < \mathbf{0,186} \text{ Donc : Pivot A (section simplement armée)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mathbf{0,0448}}) \Rightarrow \alpha = 0,0573$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,0573) = 0,977$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad (\text{V.10})$$

$$A_u = \frac{4,50 \times 10^4}{0,977 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 4,70 \text{ cm}^2$$

À l'ELS :

$$M_s = 8,89 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min(333,333 ; 228,63) \quad (\text{V.11})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ Mpa}$$

$\eta = 1,6$  (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$u_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8,89 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,0076$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_s}) = 0,00953$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,993 = 22,41$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8,89 \times 10^4}{22,41 \times 228,63}$$

$$A_s = 17,35 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues :  $A = \text{Max}(A_u ; A_s)$

$$\text{Donc } A = \max(4,70 \text{ cm}^2 ; 17,35 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 17,35 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA20 = 17,70 cm<sup>2</sup>.

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \times b \times d$$

$$A_{min} \geq \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 31,08 \text{ t a (ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{31,08 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 1,38 < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification à la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient descellement relatif à une armature

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u$  :  $n\pi\phi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$n$  : Nombre des barres.

$\phi$  : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 20 = 376,8$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} = 4,07 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 3,25 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa}$  (condition vérifiée).

### V.3.2 Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal (X-X)

#### V.3.2.1 Ferrailage de la dalle aux appuis

• **À l'ELU :**

$$M_u : 4,15 \text{ t.m}$$

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (\text{V.13})$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$u_u = \frac{4,15 \times 10^4}{100 \times 22,5^2 \times 19,83}$$

$$u_u = 0,041$$

$u_u < 0,186$  Donc : Pivot A (section simplement armée)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,05) = 0,978$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad (\text{V.14})$$

$$A_u = \frac{4,15 \times 10^4}{0,978 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 4,33 \text{ cm}^2$$

- À l'ELS

$$M_s = 3,09 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min(333,333 ; 228,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ Mpa}$$

$\eta = 1,6$  (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$u_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,09 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,0026$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_s}) = 0,0033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,998 = 22,46$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{3,09 \times 10^4}{22,46 \times 228,63}$$

$$A_s = 6,01 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues :  $A = \text{Max}(A_u ; A_s)$

Donc  $A = \text{max}(4,33 \text{ cm}^2 ; 6,01 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 6,01 \text{ cm}^2$

Soit 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}) \times b \times d \quad (\text{V.15})$$

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{2,7}{500}) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 15,68 \text{ t a (ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \} \quad (\text{V.16})$$

$$\tau_u = \frac{15,68 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,69 < \min \{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28} \quad (\text{V.17})$$

$\psi_s$  : Coefficient descellement relatif à une armature

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u$  :  $n\pi\emptyset$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$n$  : Nombre des barres.

$\emptyset$  : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} = 3.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 8.1 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

**V.3.2.2 Ferrailage de la dalle en travée****À l'ELU**

$$M_u : 5.76 \text{ t.m}$$

$$u_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (\text{V.18})$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$u_u = \frac{5.76 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83}$$

$$u_u = 0.057$$

$u_u < 0.186$  Donc : Pivot A (section simplement armée)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) \Rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,073) = 0,970$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_u = \frac{5,76 \times 10^4}{0,970 \times 22,5 \times 434,78}$$

$$A_u = 6,07 \text{ cm}^2$$

À l'ELS

$$M_s = 4,29 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min(333,333 ; 228,63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 228,63 \text{ Mpa}$$

$\eta = 1,6$  (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$u_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{4,29 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,00370$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_s}) = 0,00464$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,998 = 22,45$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{4,29 \times 10^4}{22,45 \times 228,63}$$

$$A_s = 8,35 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues :  $A = \text{Max}(A_u ; A_s)$

$$\text{Donc } A = \text{max}(6,07 \text{ cm}^2 ; 8,35 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 8,35 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>.

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}) \times b \times d$$

$$A_{min} \geq (0,23 \times \frac{2,7}{500}) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{min} \geq 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

#### ✓ Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 15,57 \text{ t a (ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = \frac{15,57 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,692 < \min \{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient descellement relatif à une armature

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u$  :  $n\pi\phi$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$n$  : Nombre des barres.

$\emptyset$  : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 8.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} = 2.91 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.91 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 8.1 \text{ MPa}$  (condition vérifiée).

### V.3.3 Ferrailage général de la dalle

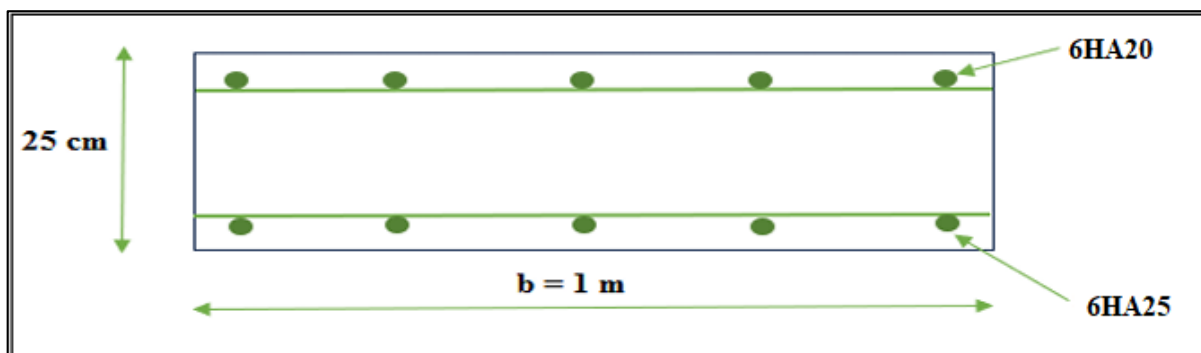
Ce tableau résume les résultats de ferrailage général de la dalle :

*Tableau V.1 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle.*

Sens transversal		Sens longitudinal	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
6HA25	6HA20	6HA12	6HA14

#### V.3.3.1. Armatures transversales de la dalle

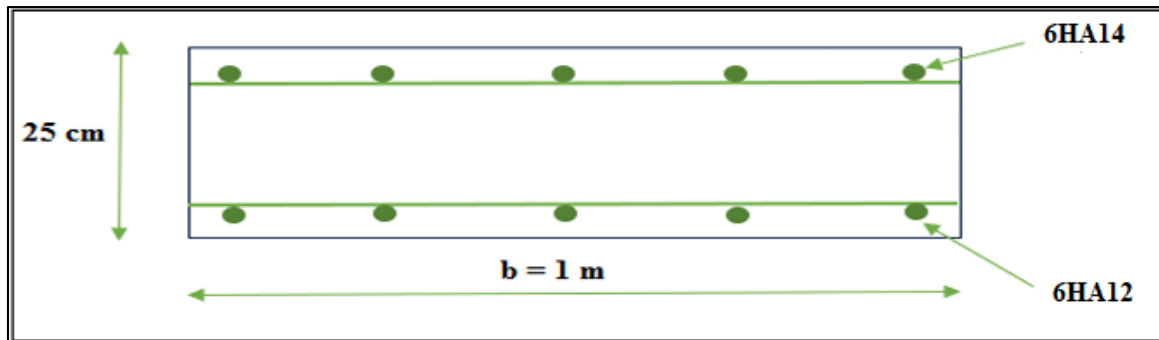
Le ferrailage transversal de la dalle est présenté sur la figure :



*Figure V.7 : Ferrailage transversal de la dalle.*

### V.3.3.2. Armatures longitudinales de la dalle

Le ferrailage longitudinal de la dalle est présenté sur la figure :



*Figure V.8 : Ferrailage longitudinal de la dalle.*

## V.4 Conclusion

Après avoir déterminé les moments maximaux défavorables sollicitant la dalle, le ferrailage dans les deux directions longitudinales et transversales a été fait. Des vérifications ont ensuite été effectuées afin d'assurer sa sécurité et sa résistance, notamment la condition de non-fragilité du béton, le contrôle à l'effort tranchant et la vérification de la contrainte d'adhérence. La prochaine étape portera sur l'étude de la précontrainte, en vue d'optimiser la performance des poutres du tablier.

***CHAPITRE VI***  
***Étude de la précontrainte***

## **IV.1. Introduction**

Le béton précontraint est une technique qui vise à améliorer la résistance du béton face à des sollicitations très élevées, On distingue généralement une précontrainte par « pré-tension » et une précontrainte par « post-tension ».

Dans notre cas le procédé utilisé pour mettre les câbles sous tension est « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à tendre les câbles déjà enfilés dans des gaines, après le coulage et le durcissement du béton, à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension voulue atteinte, les câbles sont bloqués grâce à un système d'ancrage, à travers lequel un coulis de mortier est injecté afin de protéger les câbles contre la corrosion et d'assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

## **IV.2. Historique de la précontrainte**

En 1756, L'ingénieur britannique John Smeaton est à l'origine de la découverte du béton, Plus de 150 ans plus tard, en 1928, M. Freyssinet a déposé des brevets sur une amélioration apportée au béton décrivant comment ça fonctionne et comment le faire, avec des câbles, des ancrages et d'autres outils, c'est l'invention du béton précontraint.

## **IV.3. Principales méthodes de précontrainte**

Il existe deux principales méthodes de précontrainte :

### **IV.3.1 Précontrainte par pré-tension**

Dans ce procédé, les armatures en acier sont tendues avant que le béton ne soit coulé autour d'elles. Une fois le béton durci, les forces de tension sont relâchées, ce qui crée une compression permanente dans le béton. Cela se fait généralement en usine, avant que les éléments préfabriqués ne soient transportés sur le site de construction.

### **IV.3.2 Précontrainte par post-tension**

Dans la précontrainte par post-tension, l'acier est mis en tension après le durcissement du béton. Les armatures sont tendues à l'aide de vérins hydrauliques. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion. Cette méthode est souvent utilisée sur le chantier lui-même pour des éléments en béton coulés sur place.

**N.B** : Pour le cas de notre ouvrage, on utilise la précontrainte par post-tension.

#### IV.4. Définition des classes de précontrainte

La précontrainte est résumée grossièrement dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L. Les pièces de construction en béton précontraint peuvent être divisées en trois classes :

##### Classe I

Le béton est toujours soumis à une compression. L'état limite de décompression ne doit pas être dépassé sous l'effet des combinaisons rares. Cette classe est réservée à des cas particuliers, Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

##### Classe II

On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

##### Classe III

(Précontrainte partielle) on admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

**N.B** : Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, on calcule notre ouvrage en **classe II**.

#### IV.5. Calcul de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se concentrera sur la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus critique.

Je proposerai de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique. Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «  $P_{min}$  » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{min} = \text{Max} (P_1, P_2)$$

**Avec :**

$P_1$  : Précontrainte minimale en section sous critique.

$P_2$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

Les moments développés dans la section médiane **L'E.L. S** sont :

$M_{max}$  = Moment maximale sous l'effet de G+D240 (EN charge)

$$M_{max} = 453.34 \text{ t.m}$$

$M_{min}$  = Moment minimale sous l'effet de G

$$M_{min} = 307.90 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$\Delta M = 453.34 - 307.90$$

$$\Delta M = 145.44 \text{ t.m}$$

Nous considérons les caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre + hourdis), données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (Poutre + hourdis).

	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$I_G \text{ (cm}^4\text{)}$	$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$\rho \text{ (\%)}$	$h \text{ (cm)}$
Poutre + hourdis	8177,6	24096844,16	116,02	58,98	43,06	175

#### IV.5.1 Contraintes limites

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1,5 f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 35) = -4,05 \text{ MPa ; (Hors de la section d'enrobage).}$$

$$\overline{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 \times 35) = -2,7 \text{ MPa ; (Dans la section d'enrobage).}$$

Calcul de l'enrobage des armatures « d' » et excentrement des câbles «  $e_0$  » :

d' : enrobage des armatures

$$d' = h - 0,9h = 175 - (0,9 \times 175) = 17,5 \text{ cm ; avec } h = (150 + 25) \text{ (Poutre} = 150 \text{ cm ; dalle} = 25 \text{ cm)}$$

$e_0$ =excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre.

$$e_0 = - (V' - d') = - (116,02 - 17,5)$$

$$e_0 = - 98,52 \text{ cm.}$$

### En section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \cdot B \cdot (V \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + V' \cdot \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho \cdot h}$$

Application numérique :

$$P_1 = \frac{145,44 \times 10^3 + 0,43 \times 8177,6 [58,98(-2,7 \times 10^{-1}) + 116,02(-4,05 \times 10^{-1})]}{0,43 \times 175}$$

$$P_1 = -1007,09 \text{ KN}$$

### En section sur critique

$$P_2 = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Application numérique :

$$P_2 = \frac{453,34 \times 10^3 + 0,43 \times 8177,6 \times 58,98 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,43 \times 58,98 + 116,02 - 17,5}$$

$$P_2 = 3207,44 \text{ KN}$$

Donc à la fin nous avons :

$$P_1 = -1007,09 \text{ KN} < P_2 = 3207,44 \text{ KN}$$

La section est sur critique, car le fuseau de passage du câble traverse l'une de ses frontières, coupant ainsi la zone d'enrobage. Par conséquent, l'effort de précontrainte économique  $P_1$  n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{min} = \sup (P_1; P_2) = (-1007,09 ; 3207,44)$$

$$P_{min} = 3207,44 \text{ KN.}$$

### IV.5.2 Détermination du nombre de câbles

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 32 % d'où :

$$P_{min} \leq 0,68 \times P_0 \times n$$

$$n \geq \frac{P_{min}}{0,68 \times P_0}$$

Avec :

$$P_0 = \min (0,8F_{prg} \times A_p ; 0,9F_{peg} \times A_p)$$

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons 12T15 de classe 1860 TBR (très basse relaxation).

- Section nominale du câble :  $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1640 \text{ MPa}$

Application numérique :

$$P_0 = \min (0,8 \times 1860 \times 1668 \times 10^{-3}; 0,9 \times 1640 \times 1668 \times 10^{-3})$$

$$P_0 = \min (2481,98 ; 2461,97)$$

$$P_0 = 2461,97 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{3207,44}{0,68 \times 2461,97} = 1,91$$

On prend :  $n = 2$  câbles de 12T15.

$$P_{min} = 2 \times 2461,97 = 4923,94 \text{ KN}$$

**Vérification des sections :**

$$\left\{ \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} \right.$$

$$\left\{ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{CI} \right.$$

$$\left\{ \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{cs}} \right.$$

$$\left\{ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{max} \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma_{t1}} \right.$$

$\overline{\sigma_{cs}}$  et  $\overline{\sigma_{t1}}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inférieure et supérieure.

$\overline{\sigma_{ts}}$  et  $\overline{\sigma_{t1}}$  : Contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.

### Vérification des contraintes à la mise en tension

Le béton a une résistance caractéristique de compression  $f_{c28}$  de 40 MPa. En construction, la mise en tension est réalisée le 14<sup>ème</sup> jour, correspondant à 50% de l'avancement.

#### Contrainte Limite

En compression :

$$\sigma_{CI} = \overline{\sigma_{cs}} = 0,6 f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$f_{cj} = f_{c14} = \frac{14}{4,76+0,83 \times 14} \times 35 = 29,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CI} = \overline{\sigma_{cs}} = 0,6 \times 29,91 = 17,95 \text{ MPa}$$

#### En traction

$$\overline{\sigma_t} = \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1,5 f_{t14} = -1,5 \times 2,39 = -3,58 \\ \overline{\sigma_{t1}} = -f_{t14} = -2,39 \end{cases}$$

Avec :

$$f_{t14} = 0,6 + 0,06 \times f_{c14} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$P = 0,94 \times P_{min} = 0,94 \times 3207,44 = 3015 \text{ KN}$$

### Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -3,58 \text{ MPa (A la fibre supérieure)}$$

Avec :

A la mise en tension la poutre est soumise à son poids propre seulement  $q_G = 1,5 \text{ t/ml}$

$$M_{min} = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{min} = \frac{1,5 \times 33,4^2}{8} = 209,167 \text{ t.m} = 2091,67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{3015}{4852,6} + \frac{3015 \times -98,52 \times 65,83}{12450933,5} + \frac{209,167 \times 10^3 \times 65,83}{12450933,5} = 0,156 \geq \overline{\sigma_{ts}} = - 3,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0,156 \geq \overline{\sigma_{ts}} = - 3,58 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

### Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{CI} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma_{CI}} = 17,95 \text{ A la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{CI} = \frac{3015}{4852,6} - \frac{3015 \times -98,52 \times 84,17}{12450933,5} - \frac{209,167 \times 10^3 \times 84,17}{12450933,5} = 1,215$$

$$\sigma_{CI} = 1,215 \leq \overline{\sigma_{CI}} = 17,95 \text{ (Condition vérifiée)}$$

On dispose d'une seule famille de câble, c'est-à-dire 02 câbles de (12T15) sur l'about de la poutre.

### IV.6. Positionnement des câbles

Je dispose de deux câbles à l'about

On applique une force de précontrainte  $N$ , dotée d'une certaine excentricité «  $e$  », de manière à instaurer un équilibre subtil entre le moment généré par cette précontrainte et les moments extérieurs. Ces derniers atteignent leur intensité maximale, de signe positif, au niveau de la section médiane de la poutre, puis s'atténuent progressivement jusqu'à s'annuler aux appuis. Pour les contrebalancer efficacement, il convient que le moment issu de la précontrainte présente, en cette section médiane, une valeur maximale de signe négatif, décroissant graduellement à mesure que l'on se rapproche des appuis.

Les câbles sont disposés à intervalles réguliers sur la section d'about, de façon à assurer une précontrainte aussi centrée que possible, tout en minimisant les efforts liés à sa diffusion. Leur

inclinaison, ou angle de relevage, se situe généralement dans une plage comprise entre 2° et 20°.

### Cable d'about

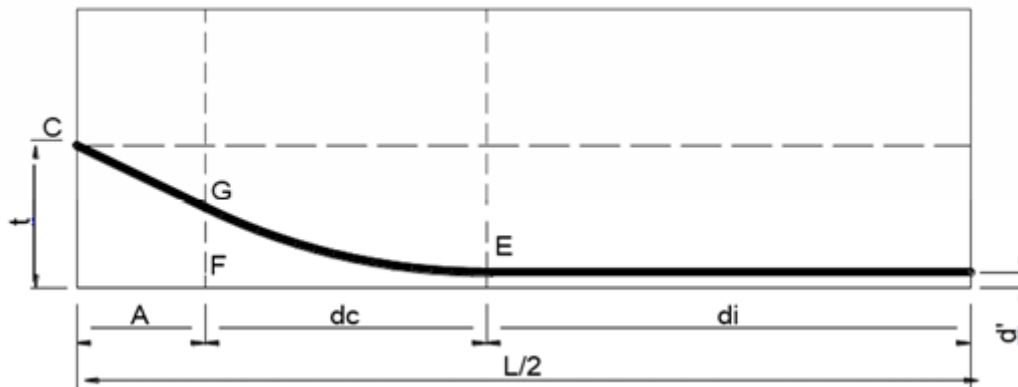


Figure VI.1 : Trace d'un câble

E : point du début de relevage

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation  $Y=a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de  $Y=a \cdot X^2$  pour  $x=dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - \tan \alpha)$$

#### IV.7. Application au projet

##### Câbles d'about (aux appuis)

On prend un espacement de 50cm ( $e_1$ ) entre deux câbles successifs, et on détermine  $e_2$  de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortantes sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui). Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 = R$$

$$P_1 = P_2 = P$$

$$\sum M / \text{fibre inf.} = 0 \times P_1 \times d + P_2 \times (e_1 + e_2) \Rightarrow 2Pv' P(2e_2 + e_1) = 2Pv'$$

$$2d + e_1 = 2v' \Rightarrow e_2 = v' - \frac{e_1}{2} = 81,60 - \frac{50}{2}$$

$$\Rightarrow e_1 = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_2 = 56,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_3 = 150 - (50 + 56,6) = 43,4 \text{ cm}$$

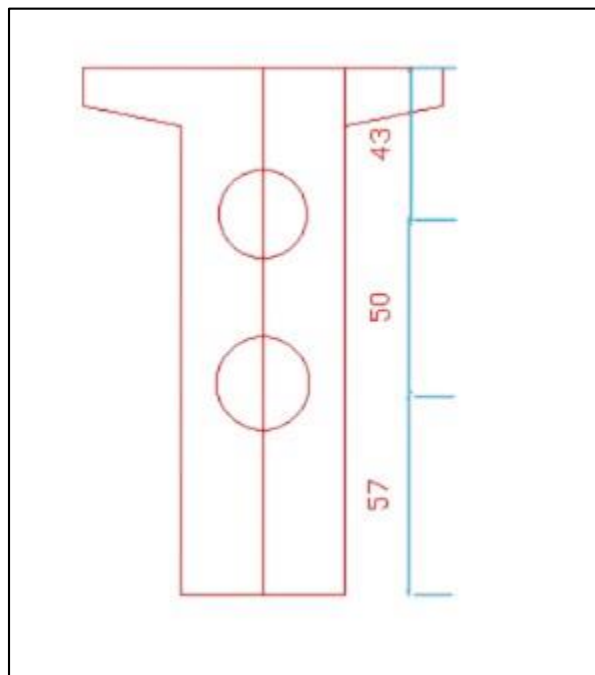


Figure VI.2 : Disposition des câbles à l'about

On prend comme angle de relevage :

$$a_1=10^\circ, a_2=20^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 10} (0,566 - \tan 10 - 0,175) = 2,434$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 10}{2 \times 2,434} = 0,0362$$

d' : ENROBAGE d' = 0.175

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

*Tableau VI.2 : Disposition des câbles*

N°	$\alpha$	$\tan \alpha$	t(m)	d'	dc	a	2adc
1	10	0,176	0,566	0,175	2,434	0,0362	0,176
2	20	0,363	1,066	0,175	2,896	0,0628	0,363

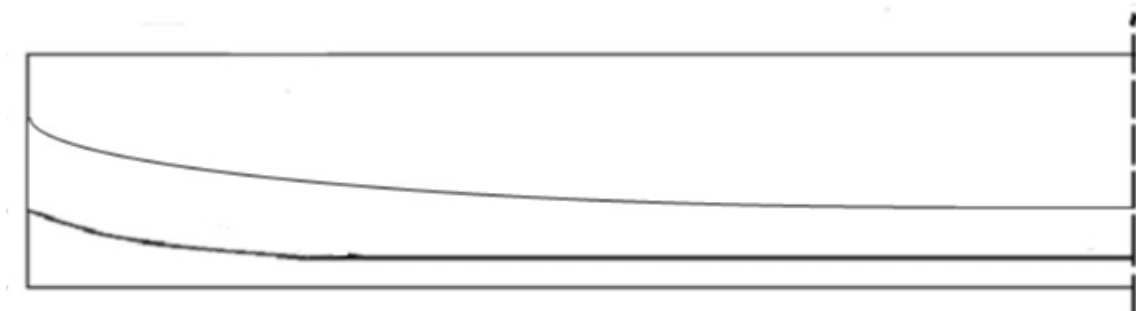
$$\Rightarrow e_1 = 0,50$$

$$\Rightarrow e_2 = 0,566 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_3 = 0,434 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T_1 = 0,566 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T_2 = 1,066 \text{ cm}$$



*Figure VI.3 : Tracés des câbles*

**Longueur totale du câble**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du tronçon rectiligne.

$L_c$  : Longueur du tronçon parabolique.

$L_d$  : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} [\ln (2.a.dc + \sqrt{1 + (2.a.dc)^2}) + 2.a.dc\sqrt{1 + (2.a.dc)^2}]$$

$$L_r = \frac{0,5+A}{\cos\alpha}$$

$$L_d = d_1$$

**Exemple de calcul :**

$$L_r = \frac{0,5+A}{\cos\alpha} = L_r = \frac{0,5+1}{\cos 10} = 1,523$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0,0362} [\ln (2 \times 0,0362 \times 2,434 + \sqrt{1 + (2 \times 0,0362 \times 2,434)^2}) + 2 \times 0,0362 \times 2,434 \sqrt{1 + (2 \times 0,0362 \times 2,434)^2}] = 2,446 \text{ m}$$

*Tableau VI.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles*

N°	Cos $\alpha$	Lc	Lr	Ld	Lt	Lt $\times$ 2
1	0,984	2,446	1,523	14,427	18,396	36,792
2	0,939	2,958	1,596	8,754	13,308	26,616

## IV.8. Calcul des pertes tensions

### IV.8.1 Pertes instantanées

#### IV.8.1.1 Perte par frottement

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x, après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec :

$\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{p0} = 1476$  MPa

f : Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0,002$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

**Tableau VI.4 : Récapitulatif des pertes par frottement ( $\Delta\sigma_{fr}(x)$ ) MPA**

		$\Delta\sigma_{fr}(x)$					
		$\alpha(^{\circ})$	$\theta$ (rad)	X=0	X=1	X=0,25 L	X=0,5L
<b>Cable N°1</b>		10	0,175	46,00	48,63	69,46	92,76
<b>Cable N°2</b>		20	0,349	89,87	92,64	112,83	135,41
<b>Valeur moyenne des câbles</b>				67,935	70,635	91,145	114,085

#### IV.8.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin vers le dispositif d'ancrage, un léger déplacement du câble en direction du béton est observé. L'ampleur de ce déplacement dépend du type d'ancrage utilisé et varie généralement entre 1 mm et 12 mm, en fonction de la capacité de l'ancrage et donc du type de câble ainsi que de la méthode de précontrainte mise en œuvre. L'effet de ce déplacement s'atténue progressivement à mesure que l'on s'éloigne de l'ancrage, jusqu'à devenir nul au-delà d'une distance « x », désignée comme la distance d'influence du recul d'ancrage, à partir de laquelle la tension dans le câble reste constante.

##### Câble N°1 :

La tension à l'origine  $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1476$  MPa

$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473,048$  MPa

$\sigma_c = 1476(1 - 0,18 \times 0,175 - 2 \times 10^{-3} \times 1,28) = 1425,72$  MPa

$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,175 - 2 \times 10^{-3} \times 14) = 1388,178$  MPa

$g.EP = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140$  MPa.m

Calcul des aires :

$$S_1 = (1476 - 1473,048) \times \frac{1}{2} = 1,476 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473,048 - 1425,72) \times 1 = 47,328 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473,048 - 1425,72) \times \frac{1,28 - 1}{2} = 6,625 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1425,72 - 1388,178) \times 1,28 = 48,05 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1425,72 - 1388,178) \times \frac{12,72}{2} = 238,76 \text{ MPa.m}$$

$$S_{total} = 342,23 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 342,23 = 684,47 \text{ MPa.m}$$

$g.E_p > S \Rightarrow$  Il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$\Delta\sigma_M = \frac{g.E_p - S}{AD} = \frac{1140 - 684,47}{14}$$

$$\Delta\sigma_M = 32,53 \text{ MPa}$$

On voit ci-après : Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1 :

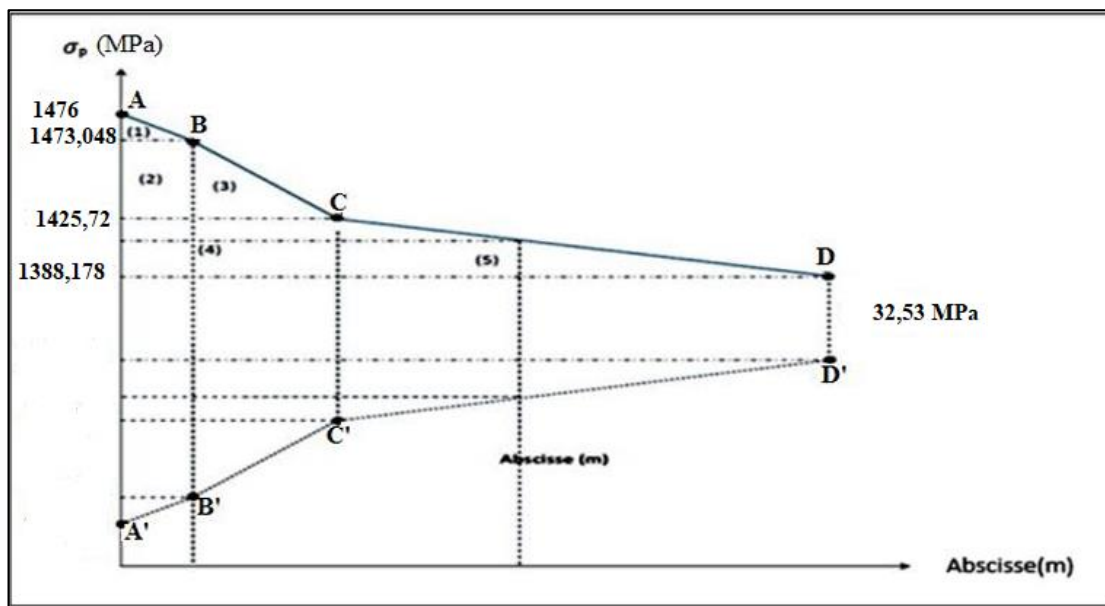


Figure VI.4 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage Câble 1

### Câble N°2 :

La tension à l'origine  $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \phi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473,048 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,349 - 2 \times 10^{-3} \times 5,40) = 1367,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,349 - 2 \times 10^{-3} \times 16,70) = 1333,97 \text{ MPa}$$

$$g.E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = (1476 - 1473,048) \times \frac{1}{2} = 1,476 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473,048 - 1367,33) \times 1 = 96,678 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473,048 - 1367,33) \times \frac{5,40 - 1}{2} = 232,579 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1367,33 - 1333,97) \times 5,40 = 180,144 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1367,33 - 1333,97) \times \frac{11,3}{2} = 188,484 \text{ MPa.m}$$

$$S_{total} = 699,361 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 699,361 = 1398,722 \text{ MPa.m}$$

$g.E_p < S \Rightarrow$  le point M n'appartient pas à (BC).

Le point M appartient à (CD).

- Détermination de la longueur d'influence « x »

$$g.E_p = S_{aire(ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1,476 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 96,678 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 232,579 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1367,33 - \sigma_M) \times 5,40$$

$$S_5 = (1367,33 - \sigma_M) \times \frac{(x - 5,40)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 330,73 + (1367,33 - \sigma_M) \times \left[ 5,40 + \frac{(x - 5,40)}{2} \right]$$

$$S = 661,46 + (1367,33 - \sigma_M) \times (5,40 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \phi x) = 1476 \times (1 - 0,18 \times 0,349 - 2 \times 10^{-3} \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1383,28 - 2,952x$$

Donc :

$$S = 661,46 + (1367,33 - [1383,28 - 2,952 \cdot x]) \times (5,40 + x)$$

$$x = 13,96 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1383,28 - 2,952 \times 13,96$$

$$\sigma_M = 1342,07 \text{ MPa.m}$$

On voit ci-après : Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2 :

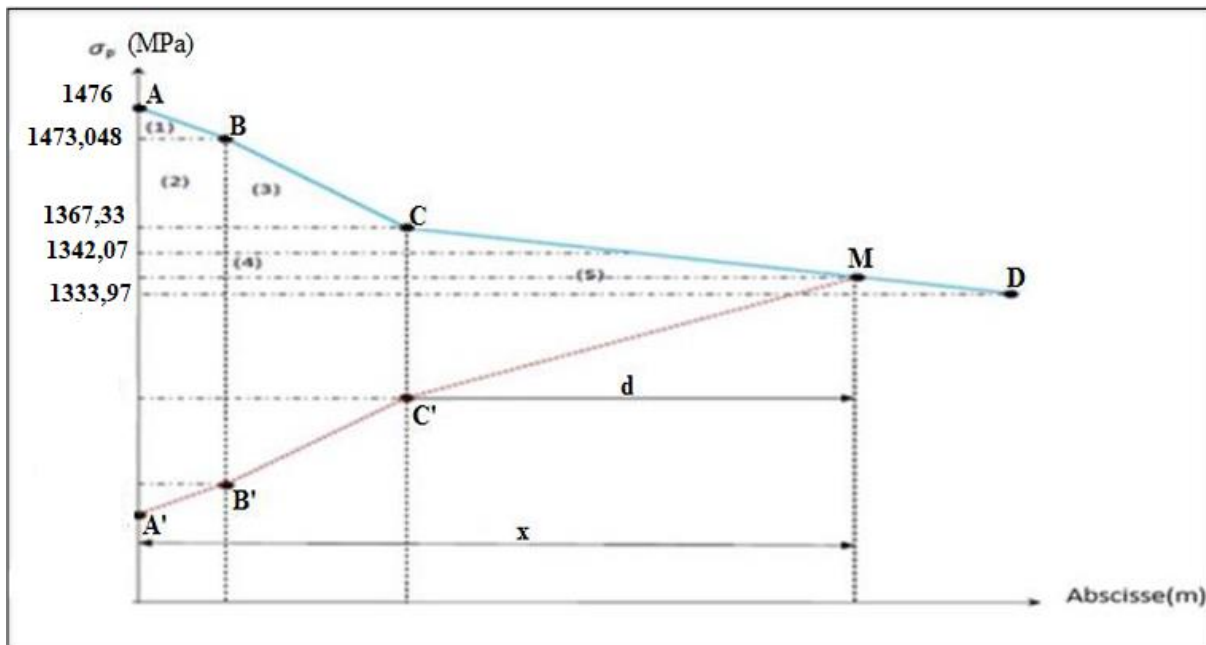


Figure VI.5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage câble N°2.

#### IV.8.1.3 Pertes par recul d'ancrage

##### Câble N°1 :

$$\Delta\sigma_g(x=16,70\text{m})=32,53 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=8,35\text{m})=(1425,72-1388,178)\times 2+32,53=107,61 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=1,00\text{m})=(1473,048-1204,36)=268,68 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=00,0\text{m})=(1485-1202,88)=282,12 \text{ MPa}$$

##### Câble N°2 :

$$\Delta\sigma_g(x=16,70\text{m})= 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=8,35\text{m})=(1367,33-1333,97)\times 2+0=66,72 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=1,00\text{m})=( 1473,048-1126,02)=347,02 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x=00,0\text{m})=(1485-1124,54)=360,46 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.5 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage «  $\Delta\sigma_{R. encr}(x)$  » (MPa).**

$\Delta\sigma_{R. encr}$				
Section	0.00L	1 m	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	0	1	8.35	16.7
Câble 1	282.12	268.68	107.61	32.53
Câble 2	360.46	347.02	66.72	0.00
Moyenne des 2 Câbles	321.29	307.85	87.165	16.265

#### IV.8.1.4 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsque la poutre comporte plusieurs câbles, la mise en tension s'effectue de manière séquentielle. Chaque opération de tension induit un raccourcissement du béton, entraînant ainsi une réduction de la force de précontrainte dans les câbles précédemment tendus et ancrés.

Les règles du béton précontraint aux états limites (selon B.P.E.L) proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot E_p}{I_n} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

Exemple de calcul :

$$B_n = 7365,46 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 29,91 \text{ MPa}$$

$$E_{bi14} = 34145,34$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 10530246,76 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5$$

$$e_p = -17,75$$

$$q = 1,5 \text{ t/ml}$$

Calcul du moment « Mg (x) »

$$Mg(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L-x) ; \text{ pour } x = 0 \text{ Mg}(0) = 0 \text{ t.m}$$

Application numérique :

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 34145,34} \cdot \frac{2 \times 1668 \cdot (1476 - 54,56 - 194,4)}{7356,46 \times 10^2} \cdot \left( 1 + \frac{7356,46 \times (-17,75)^2}{10530246,76} \right) = 12,58 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 : Pertes instantanées totales à différentes sections.**

X(m)	<b>X=0</b>	<b>X=0,25L</b>	<b>X=0,5L</b>
Mg(T.m)	0	156,88	209,16
$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	54,43	85,898	109,809
$\Delta\sigma_g(x)$	187,011	34,055	25,832
$\Delta\sigma_{pi}(x)$	12,58	13,65	20,71
<b><math>\Delta\sigma_{inst}(x)</math></b>	<b>254,021</b>	<b>133,603</b>	<b>156,351</b>

#### IV.8.1.5 Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}(x)$ »

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

**Tableau VI.7 : Tensions initiales probables « $\sigma_{Pi}(x)$ » (MPa).**

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	254,021	133,603	156,351
	$\sigma_{pi}(x)$	1221,98	1342,39	1319,65

#### IV.8.2. Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

##### IV.8.2.1 Perte due au retrait du béton

Le béton subit un raccourcissement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire, ce qui détend les câbles de précontrainte, entraînant une perte de tension. Cette perte de tension peut être mesurée par un coefficient de retrait, qui est déterminé par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait.}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon moyen de la section.}$$

B : aire de la section nette.

U : périmètre de la section.

Section d'about :

$$r_m = \frac{7415,7}{506} = 14,65 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6139,85}{470} = 13,06 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{4852,6}{410} = 11,83 \text{ cm}$$

t : âge du béton à la mise en tension des câbles.

$\varepsilon_r$  = Le retrait final du béton tel que  $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$  « BPEL 91 Art 2.1.51 »

Section About :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 14,65} = 0,095$$

$$\Delta\sigma_{r1} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,095] \times 1,9 \times 10^5 = 51,58 \text{ MPa}$$

Section intermédiaire :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 13,06} = 0,106$$

$$\Delta\sigma_{r2} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,106] \times 1,9 \times 10^5 = 50,95 \text{ MPa}$$

Section médiane :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 \times 11,83} = 0,116$$

$$\Delta\sigma_{r3} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,116] \times 1,9 \times 10^5 = 50,38 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.8 : Perte due au retrait du béton**

	0L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_r$	51,58	50,95	50,38

#### IV.8.2.2 Perte due à la relaxation des aciers : « BPEL 91 Art3.3.23 »

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \cdot p_{1000} \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$p_{1000}$  (%) : Relaxation des aciers garantie à 1000 heures = 2,5%

$u_0$  : Coefficient 0,43 pour les armatures de très basse relation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension probable après tout pertes instantanées.

$f_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie ;  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

**Tableau VI.9 : Pertes par relaxation des aciers.**

x(m)	X=0	X=0,25L	X=0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	1221,98	1342,39	1319,65
$f_{prg}$	1860	1860	1860
$u(x)$	0,65	0,72	0,70
$u_0$	0,43	0,43	0,43
$p_{1000}$ (%)	2,5	2,5	2,5
$\Delta\sigma_{relax}$	40,32	58,39	53,44

#### IV.8.2.3 Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »

Sous l'effet d'une contrainte permanente, le béton présente des déformations progressives au fil du temps. Étant ancrés dans celui-ci, les câbles subissent ces mêmes déformations, ce qui entraîne une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_m) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_m$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

**Position (x = 0 m) :**

La Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen peut être calculée par la formule suivante :

$$\sigma_M(x) = n \cdot A_p \cdot \sigma_{pi}(x) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1221,98$$

$$B_n = 7365,46 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 10530246,76$$

$$e_p = -17,75$$

$$E_{bi28} = 35981,72$$

Calcul du moment « Mg (x) » :

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x) ; \text{ pour } x=0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t.m}$$

Application numérique :

$$\sigma_M(0) = 2 \times 1668 \times 1221,98 \times \left( \frac{1}{7365,46 \times 10^2} \right) + \left( \frac{(-17,75)^2}{0,105 \times 10^{12}} \right) + 0$$

$$\sigma_M(0) = 5,54 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_\infty(x)) \cdot \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

Calcul de la tension finale probable «  $\sigma_\infty(x)$  » ; d'après le BPEL 91, est égale à :

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{pi}(x) - \left( \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_\infty(0) = 1221,98 - \left( 51,58 + \frac{5}{6} 40,32 + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_{\infty}(0) = 1136,8 - (\Delta\sigma_{fl}(x))$$

Donc :

$$\sigma_b(0) = 2 \times 1668 \times (1136,8 - \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{1}{7365,46 \times 10^2} + \frac{(-17,75)^2}{0,105 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_b(0) = 3336 \times (1136,8 - \Delta\sigma_{fl}) \times (1,36 \times 10^{-6})$$

$$\sigma_b(0) = 5,16 - 4,54 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_f(0) = (5,16 - 4,54 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl} + 5,54) \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,72}$$

$$\Delta\sigma_f(0) = (10,7 - 4,54 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_f(0) = 55,12 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10** : Récapitulatif des pertes par fluage «  $\Delta\sigma_{fl}(x)$  ».

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse(m)	x=0,00	x=8,35	x=16,7
$\Delta\sigma_{fl}(x)$	55,12	162,29	146,97

### IV.8.3. Pertes différées totales

Les pertes différées totales pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_P(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

**Tableau VI.11 : Pertes différées totales «  $\Delta\sigma_{diff}(x)$  » dans les différentes sections.**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_r(x)$	51,58	50,95	50,38
$\Delta\sigma_p(x)$	40,32	58,39	53,44
$\Delta\sigma_{fl}(x)$	55,12	162,29	146,97
$\Delta\sigma_{diff}(x)$	140,3	261,53	241,88

## IV.9. Représentations des résultats finaux

### IV.9.1 Tension finale probable

Donc, les tensions finales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

**Tableau VI.12 : Tensions finales probables «  $\sigma_{p\infty}(x)$  » (MPa).**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
$\sigma_{pi}$	1221,98	1342,39	1319,65
$\Delta\sigma_{diff}(x)$	140,3	261,53	241,88
$\sigma_{p\infty}(x)$	1081,68	1080,86	1077,77

### IV.9.2 Pertes totales

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot}(x) = \Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x)$$

En appliquant la formule suivante, on trouve les pourcentages des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{tot}(x)}{\sigma_{p0}}$$

Avec :

$$\sigma_{p0} = 1476,00 \text{ MPa}$$

Les résultats finaux des pertes sont représentés dans le tableau suivant :

*Tableau VI.13 : Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(x)$  » par famille.*

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x=0,00	x=8,35	x=16,7
$\Delta\sigma_{ins}(x)$	254,021	133,603	156,351
$\Delta\sigma_{diff}(x)$	140,3	261,53	241,88
$\Delta\sigma_{tot}(x)$	394,321	395,133	398,231
$\Delta\sigma_{tot}(\%)$	26,71	26,77	26,98

#### IV.10. Conclusion

Dans cette étude, On constate que le pourcentage maximum des pertes totales comprises entre 26,71 % et 26,98 % ne dépasse pas celui des pertes estimées à (32 %). Cette observation met en évidence une efficacité accrue du système de précontrainte par post-tension, ou de certains de ses composants, par rapport aux prévisions initiales. Par conséquent, l'écart constaté entre les pertes réelles et celles anticipées ouvre des perspectives favorables, notamment en termes de réduction potentielle des coûts énergétiques et d'amélioration des performances globales du système.

## *Conclusion Générale*

## **Conclusion Générale :**

Le projet de fin d'étude que nous avons mené, est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application une partie de nos connaissances théoriques acquises pendant les années du cursus universitaire, passées à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

Dans ce projet, nous avons effectué une étude d'un tablier de pont à poutre en béton précontraint, du projet de réalisation de la ligne ferroviaire minière dans la wilaya de Tébessa situé au PK 27+397 tronçons N°3.

L'étude du tablier est faite selon les exigences des codes et les règlements en vigueur à savoir le BAEL, le BPEL et le RPOA.

Le pré-dimensionnement des éléments du tablier est basé sur le document (S.E.T.R.A), sa modélisation est effectuée par le logiciel Robot Autodesk 2026, le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à deux câbles de 12T15 qui sont mis en tension par post-tension, L'estimation des pertes de tension prise initialement est vérifiée puisque les pertes calculées n'ont pas atteint les 32%.

D'après les résultats obtenus, cette approche répond aux exigences de sécurité tout en minimisant les pertes de tension, validant ainsi notre méthode de calcul et de conception.

Une attention particulière a également été accordée à l'aspect économique, à travers l'optimisation des dimensions des différents éléments structuraux, afin de concevoir un ouvrage à la fois sûr, fonctionnel, esthétique et en adéquation avec les contraintes locales.

En conclusion, ce travail est une expérience très enrichissante, et une occasion pour s'intégrer dans le monde professionnel.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :**

### **Règlements :**

- **BAEL91. (1991) :** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **RCPR (2008) :** Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **EUROCODE II :** Application aux ponts routes en béton : Guide méthodologique, 2008.
- **RPOA (2008) :** Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

### **Projets de fin d'études :**

- LACHI. M, HAMAZ. D, 2024 PFE (Étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post-tension, réorientant CW 222 vers la RN5 situé à la commune du BOUDOUAOU wilaya de BOUMERDES) ; UMMTO.
- M. OULD ALI Youcef, 2024 PFE (Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres « OA 04 » en Béton Précontraint par Post Tension ZET "SIDI FREDJ & PALM BEACH" (Du PK 1945+81 au PK 1996+31), UMMTO

### **Logiciels :**

- Microsoft Word.
- AutoCAD 2021.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026.

**Annexe 1 : Sections réelles d'armature :**

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3