

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et les recherches scientifiques**

**Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté de Génie de la Construction**  
**Département de Travaux Publics**



*Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en*  
*Travaux Publics Option Voies et Ouvrages d'Art*

**THÈME**

**Etude d'un viaduc autoroutier à poutres multiples  
en Béton Précontraint par Post-tension, reliant la  
RN14 au PK 76+000 et l'autoroute Nord-Sud  
implanté à Tissemsilt au PK 68+400.**

*Présenté par*

- ❖ **M. MOHAMEDI HOCINE**
- ❖ **M. ZOUBAGH ABDERRAHMANE**

**Soumis à l'évaluation d'un jury composé de**

---

<b>Dr MILOUDI NASSIMA</b>	<b>MCB à L'UMMTO</b>	<b>Présidente</b>
<b>Dr HELLAL OURIDA</b>	<b>MCB à L'UMMTO</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Dr BELHOCINE MALIKA</b>	<b>MCB à L'UMMTO</b>	<b>Promotrice</b>

---

***Promotion 2023/2024***



## **REMERCIEMENTS**

*Avant tout, nos premiers remerciements vont au bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.*

*Nous remercions, nos familles pour les aides et le temps qu'ils ont consacrés pour nous.*

*Nous remercions aussi notre aimable promotrice, Mme Belhocine, pour avoir accepté de superviser et guider ce projet. Elle qui nous a transmis une part précieuse de son savoir, sa passion et son souci du travail bien fait. Et aussi pour son écoute, sa patience et ses conseils précieux. Ce fut un immense plaisir de travailler avec elle sur ce sujet.*

*Nous tenons chaleureusement à remercier nos respectables membres de jury, pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.*

*Nous tenons d'autres part à remercier nos camarades, et particulièrement nos amis du groupe VOA, pour le temps partagé et la bonne humeur dont ils ont fait preuve tout au long de notre formation. Leur soutien a été précieux dans la préparation et la réalisation de ce travail.*

**HOCINE & ABDERRAHMANE**

## **DÉDICACES**



*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma mère, celle qui a attendu avec patience les fruits de sa  
bonne éducation et son affection.*

*A mon père, celui qui m'a indiqué la bonne voie en me  
rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes.*

*A mon frère Aris.*

*Ainsi qu'à tous mes enseignants, amis et collègues,  
exceptionnellement mon binôme Abderrahmane.*

**HOCINE**

## **DÉDICACES**



*Rien n'est aussi admirable à présenter que les résultats d'un effort que l'on consacre sincèrement à ceux que l'on aime, en leur exprimant gratitude et reconnaissance tout long de notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et reconnaissance à la plus belle étoile de l'univers ma **mère** et pour l'homme le plus fort au monde à mes yeux celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher **père**, ainsi que mes trois sœurs et mon petit frère **RAHIM** qui m'ont soutenu dans mes études tout au long de mon parcours scolaire.*

*Je le dédie aussi à mon ami avant qu'il soit mon binôme celui qui a partagé ce travail avec moi **HOCINE**, pour tout ce qu'on a passé ensemble dedans et en dehors de l'université, à mes deux amis **MOURAD** et **HAMZA** qui m'ont donné beaucoup de conseils, pour tous mes camarades de voies et ouvrages d'art et de la résidence Tamda 5 **SAMY**, **WALID** et **ZAKY**.*

**ABDERRAHMANE**

## ***RÉSUMÉ***

Ce mémoire concerne l'étude d'un viaduc autoroutier à poutres multiples en béton précontraint par post-tension situé à la **RN127 reliant la RN14 au PK 76+000 (Commune Laayoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord –Sud (Echangeur Ksar Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72.7 km**. Sa longueur est de **144.2 m**, implanté dans la section de la wilaya de **Tissemsilt au PK 68+400**.

L'objectif de cette étude est d'analyser en détail le comportement des différents éléments constitutifs du pont face à diverses sollicitations, à savoir les charges permanentes, les charges dues à la circulation et à l'équipement. Cette analyse vise à évaluer la capacité de chaque composant à résister à ces sollicitations. Ensuite, on adapte leurs ferrillages adéquats pour garantir une meilleure résistance et sécurité et assurer la performance de l'ouvrage d'art.

L'étude numérique a été effectuée en utilisant le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 », pour modéliser et analyser les éléments de l'ouvrage d'art étudié. Ces modèles décrivent approximativement le comportement de la structure et ses différents composants sous diverses conditions. Cela permet d'avoir une compréhension plus précise du fonctionnement de l'ouvrage.

- **Mots clés**

Pont, béton précontrainte, poutre en béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et sur charges, modélisation.

## ***ABSTRACT***

This thesis concerns the study of a motorway viaduct with multiple beams in post-tensioned prestressed concrete located at the **RN127 connecting the RN14 to PK 76+000 (Commune Laayoune Wilaya de Tissemsilt) and the North – South motorway (Echangeur Ksar Boukhari Wilaya of Médéa) over 72.7 km**, Its length is **144.2 m**, located in the section of the wilaya of **Tissemsilt at PK 68+400**.

The aim of this study is to analyze in detail the behavior of the various components of the bridge in the face of various stresses, namely permanent loads, loads due to traffic and equipment. The aim of this analysis is to assess the ability of each component to withstand these stresses. The appropriate reinforcement is then adapted to guarantee greater resistance and safety, and to ensure the performance of the structure.

The numerical study was carried out using "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017" software to model and analyze the elements of the structure under study. These models provide an approximate description of the behavior of the structure and its various components under various conditions. This provides a more accurate understanding of how the structure functions.

- **Key words**

Bridge, pre-stressed concrete, pre-stressed concrete beam, post-tensioning, dimensioning, loads and overloads, modeling.

# Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Introduction générale.....	1

## Chapitre I : Généralités sur les Ponts

I.1. Introduction.....	4
I.2. Définition d'un pont et ses composants .....	4
I.3. Historique sur les ponts.....	4
I.4. Différents types de ponts.....	5
I.5. Eléments constitutifs d'un pont .....	6
I.6. Classification des ponts.....	8
I.6.1. Suivant la longueur.....	8
I.6.2. Suivant la nature de la voie portée .....	8
I.6.3. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués .....	9
I.6.4. Suivant la durée de vie .....	9
I.6.5. Suivant la portée du pont (distance entre deux appuis) .....	9
I.7. Données nécessaires pour la conception d'un pont .....	10
I.7.1. Données naturelles .....	10
I.7.2. Données fonctionnelles .....	10
I.8. La précontrainte .....	11
I.9. Conclusion .....	13

## Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction .....	14
II.2. But de l'étude.....	14
II.3. Présentation du projet .....	14
II.3.1. Position de l'ouvrage .....	14
II.3.2. Description de l'ouvrage.....	15
II.4. Conception de l'ouvrage.....	19

II.4.1. Données naturelles .....	20
II.4.1.1. Données géotechniques.....	20
II.4.1.2. Données hydrauliques.....	20
II.4.1.3. Données topographiques .....	21
II.4.1.4. Données hydrologiques.....	21
II.4.1.5. Des données climatiques.....	21
II.4.2. Données fonctionnelles .....	23
II.4.2.1. Données relatives à la voie portée .....	23
II.4.2.2. Données relatives à l'obstacle franchir .....	25
II.5. Conclusion .....	26

### **Chapitre III : Caractéristiques des Matériaux**

III.1. Introduction .....	27
III.2. Règlements utilisés.....	27
III.3. Caractéristiques des matériaux .....	27
III.1. Béton.....	27
III.2. Armatures.....	31
III.4. Conclusion.....	33

### **Chapitre IV : Prédimensionnement du Tablier**

IV.1. Introduction .....	34
IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage .....	34
IV.3 Pré dimensionnement de la poutre.....	34
IV.4. Pré dimensionnement de la dalle (l'hourdis).....	39
IV.5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	40
IV.5.1. Définitions.....	40
IV.5.2. Notations utilisées .....	40
IV.5.3. Caractéristiques géométriques des sections des poutres .....	42
IV.5.3.1. Poutres sans hourdis (dalle de 30cm).....	45
IV.5.3.2. Poutres avec hourdis (dalle de 30cm) .....	45
IV.5.4. Sections géométriques des sections nettes.....	47
IV.6 Conclusion.....	48

## **Chapitre V : Calcul des Charges et Surcharges**

V.1. Introduction.....	49
V.2. Calcul des charges permanentes .....	49
V.2.1. Poids de la poutre .....	49
V.2.2 Poids de la dalle.....	51
V.3. Calcul de la charge complémentaire permanente (CCP) .....	52
V.3.1. Corniche .....	52
V.3.2. Trottoirs .....	53
V.3.3. Garde-corps .....	53
V.3.4. Glissière en béton armé .....	53
V.3.5. Poids de la chaussée .....	53
V.4. Calcul des surcharges routières (charges d'exploitation) .....	54
V.4.1. Système de charge A(l).....	55
V.4.2. Système de charge B .....	56
V.4.2.1. Surcharge Bc .....	60
V.4.2.2. Surcharge Bt.....	59
V.4.2.3. Surcharge Br.....	61
V.4.2.4. Surcharge Mc120 .....	61
V.4.2.5. Surcharge D240.....	62
V.4.3. Surcharge du trottoir.....	63
V.5. Conclusion .....	63

## **Chapitre VI : Modélisation du Tablier**

VI.1. Introduction.....	64
VI.2. Présentation du logiciel .....	64
VI.3. Différentes étapes à suivre pour la modélisation .....	65
VI.3.1. Choix de la structure.....	65
VI.3.2. Réglages des différentes unités et normes.....	66
VI.3.2. Lignes de construction.....	69
VI.3.3. Introduction des sections des éléments .....	70
VI.3.4. Choix du matériau .....	74
VI.3.5. Introduction des appareils d'appuis.....	74

VI.3.6. Modélisation de la dalle .....	76
VI.3.7. Définition des charges permanentes .....	78
VI.3.8. Charges d'exploitation.....	81
VI.3.9. Charges roulantes .....	83
VI.3.10. Combinaisons des charges .....	85
VI.3.11. Lancement du calcul.....	86
VI.3.12. Efforts internes dans les poutres.....	86
VI.3.13. Efforts internes sur la dalle.....	89
VI.4. Conclusion .....	91

## **Chapitre VII : Etude de l'hourdis**

VII.1. Introduction.....	92
VII.2. Calcul du ferrailage de l'hourdis .....	92
VII.2.1. Ferrailage transversal .....	92
VII.2.1.1. Ferrailage aux appuis .....	92
VII.2.1.2 Ferrailage en travée.....	96
VII.2.2 Ferrailage Longitudinal.....	98
VII.2.2.1 Ferrailage aux appuis .....	98
VII.2.2.2 Ferrailage en travée.....	101
VII.3. Ferrailage général de la dalle.....	102
VII.4. Conclusion .....	104

## **Chapitre VIII : Etude de la Précontrainte**

VIII.1. Introduction .....	105
VIII.2. Historique de la précontrainte .....	105
VIII.3. Types de la précontrainte.....	105
VIII.3.1. Précontrainte par pré-tension .....	105
X.3.2. Précontrainte par post-tension .....	105
VIII.4. Etude de la précontrainte .....	106
VIII.4.1 Précontrainte minimal.....	106
VIII.4.2. Calcul du nombre de câbles .....	108
VIII.5 Tracé des câbles.....	110

VIII.5.1 Positionnement .....	110
VIII.5.2. Application au projet.....	112
VIII.5.3. Tracé des câbles .....	114
VIII.5.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	118
VIII.6. Calcul des pertes tensions.....	123
VIII.6.1. Pertes instantanées .....	123
VIII.6.1.1. Pertes par frottement.....	123
VIII.6.1.2. Pertes par recul d’ancrage.....	124
VIII.6.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton.....	134
VIII.6.2 Pertes différées.....	138
VIII.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton .....	139
VIII.6.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 » .....	140
VIII.6.2.3 Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 ».....	142
VIII.7. Tension finale probable .....	145
VIII.8. Conclusion.....	146

## **Chapitre IX : Etude de la Culée**

IX.1. Introduction .....	147
IX.2. Définition .....	147
IX.3. Choix de morphologie.....	147
IX.4. Fonctionnement des culées .....	149
IX.4.1. Fonction mécanique .....	149
IX.4.2. Fonction technique .....	149
IX.5. Pre dimensionnement des éléments de la culée .....	149
IX.5.1. Sommier d’appui .....	149
IX.5.2. Mur garde-grève .....	150
IX.5.3. Corbeau .....	151
IX.5.4. Mur frontal .....	151
IX.5.5. Mur en retour.....	152
IX.5.6. Dalle de transition .....	152
IX.5.7. Fondation.....	152
IX.6. Calcul de la charge permanente .....	153
IX.7. Modélisation de la culée .....	154

IX.7.1. Modélisation du mur frontal.....	154
IX.7.2. Modélisation du mur garde-grève .....	156
IX.7.3. Modélisation du mur en retour (mur de soutènement).....	159
IX.7.4. Charge permanente sur la culée.....	162
IX.8. Vérification de la stabilité .....	165
IX.8.1. Calcul de la stabilité de la culée .....	165
IX.8.2. Détermination des C.D.G des éléments de la culée .....	167
IX.8.3. Calcul des moments et efforts agissant sur la culée .....	168
IX.8.4. Calcul des pousses dues aux terres.....	170
IX.8.5. Calcul des pousses dues aux surcharges.....	171
IX.8.6. Moments et efforts globaux.....	171
IX.9. Ferrailage de la culée .....	173
IX.9.1. Mur garde-grève .....	173
IX.9.1.1. Evaluation des efforts .....	173
IX.9.1.2. Ferrailage du mur garde-grève .....	176
IX.9.2. Dalle de transition .....	178
IX.9.2.1. Evaluation des efforts .....	178
IX.9.2.2. Ferrailage de la dalle de transition .....	178
IX.9.3. Mur en retour.....	180
IX.9.3.1. Evaluation des efforts .....	180
IX.9.3.2. Ferrailage du mur en retour .....	182
IX.9.4. Corbeau .....	184
IX.9.4.1. Evaluation des charges et surcharges .....	184
IX.9.4.2. Ferrailage du corbeau .....	184
IX.9.5. Mur frontal .....	186
IX.9.5.1. Evaluation des efforts .....	186
IX.9.5.2. Ferrailage du mur frontal.....	189
IX.10. Conclusion .....	191

## **Chapitre X : Etude de la Pile**

X.1. Introduction .....	192
X.2. Définition.....	192
X.3. Fonctionnement des piles .....	192

X.3.1. Transmission des charges.....	193
X.3.2. Distribution des charges.....	193
X.3.3. Stabilité et résistance .....	193
X.3.4. Interaction avec le tablier.....	193
X.3.5. Paramètres de conception .....	193
X.4. Choix de morphologie .....	194
X.5. Prédimensionnement de la pile.....	194
X.6. Modélisation de la pile .....	200
X.6.1. Etapes de modélisation de la pile.....	200
X.6.1.1. Modélisation du fut.....	200
X.6.1.2. Modélisation du chevêtre.....	199
X.6.2. Etude sismique.....	201
X.7. Etude du chevêtre .....	203
X.7.1. Evaluation des efforts du chevêtre.....	203
X.7.2. Ferrailage du chevêtre .....	204
X.8. Etude du fut .....	213
X.8.1. Evaluation des efforts du fut.....	213
X.8.2. Ferrailage du fut.....	218
X.8.2.1. Armatures longitudinales .....	218
X.8.2.2. Armatures transversales .....	219
X.9. Conclusion.....	220
Conclusion générale .....	221
Bibliographies	
Annexe	

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités sur les Ponts

<b>Figure I.1.</b> Pont métallique.....	5
<b>Figure I.2.</b> Pont à poutre en béton armée. ....	5
<b>Figure I.3.</b> Pont à poutre en béton précontraint.....	6
<b>Figure I.4.</b> Pont mixte.....	6
<b>Figure I.5.</b> Différents éléments d'un pont. ....	8
<b>Figure I.6.</b> Les grands systèmes de pont en fonction du porté. ....	9
<b>Figure I.7.</b> Principe de la précontrainte. ....	11
<b>Figure I.8.</b> Méthode de la précontrainte par post tension.....	12
<b>Figure I.9.</b> Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.....	12
<b>Figure I.10.</b> Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension. ....	13
<b>Figure I.11.</b> Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension. ....	13

## Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

<b>Figure II.1.</b> Vue aérienne sur le site du projet.....	14
<b>Figure II.2.</b> Schéma statique du viaduc.....	15
<b>Figure II.3.</b> Vue de l'appareil d'appui.....	17
<b>Figure II.4.</b> Vue du joint de chaussée.....	17
<b>Figure II.5.</b> Vue du garde-corps.....	18
<b>Figure II.6.</b> Vue du trottoir.....	18
<b>Figure II.7.</b> Vue de la corniche.....	19
<b>Figure II.8.</b> Carte de zonage sismique.....	22

<b>Figure II.9.</b> Vue en plan du Viaduc. ....	24
<b>Figure II.10.</b> Profil en long du Viaduc. ....	24
<b>Figure II.11.</b> Profil en travers du Viaduc. ....	25

### **Chapitre III : Caractéristiques des Matériaux**

<b>Figure III.1.</b> Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton. ....	28
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des contraintes de déformation. ....	30
<b>Figure III.3.</b> Module de déformation. ....	31
<b>Figure III.4.</b> Diagramme de déformation des contraintes pour les aciers passifs. ....	32
<b>Figure III.5.</b> Diagramme de déformation des contraintes pour les aciers actifs. ....	33

### **Chapitre IV : Prédimensionnement du Tablier**

<b>Figure IV.1.</b> Coupe transversale d'une poutre. ....	35
<b>Figure IV.2.</b> Hourdis intermédiaire. ....	39
<b>Figure IV.3.</b> Hourdis général. ....	39
<b>Figure IV.4.</b> Notations utilisées. ....	41
<b>Figures IV.5.</b> Sections du hourdis. ....	41
<b>Figure IV.6.</b> Section d'about de la poutre d'about sans hourdis. ....	42
<b>Figure IV.7.</b> Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis. ....	43
<b>Figure IV.8.</b> Section médiane de la poutre. ....	44

### **Chapitre V : Calcul des Charges et Surcharges**

<b>Figures V.1.</b> La poutre intermédiaire et la poutre de rive. ....	49
<b>Figure V.2.</b> La longueur de la poutre. ....	51

<b>Figure V.3.</b> Vue sur la corniche. ....	52
<b>Figure V.4.</b> Représentation du système Bc. ....	58
<b>Figure V.5.</b> Système Bt. ....	60
<b>Figure V.6.</b> Système Br. ....	61
<b>Figure V.7.</b> Système Mc120. ....	62
<b>Figure V.8.</b> Système D240. ....	62

## **Chapitre VI : Modélisation du Tablier**

<b>FigureVI.1.</b> Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017. ....	65
<b>FigureVI.2.</b> Choix de la structure à réaliser. ....	66
<b>FigureVI.3.</b> Réglage des dimensions.....	66
<b>FigureVI.4.</b> Réglage des forces. ....	67
<b>FigureVI.5.</b> Réglage des différentes normes de conception.....	67
<b>FigureVI.6.</b> Réglage des charges.....	68
<b>FigureVI.7.</b> Réglage des matériaux.....	68
<b>FiguresVI.8.</b> Introduction des lignes de construction. ....	69
<b>FigureVI.9.</b> Affichage des lignes de construction. ....	70
<b>Figures VI.10.</b> Les différentes sections de la poutre. ....	71
<b>FiguresVI.11.</b> Importation des différentes sections.....	73
<b>FigureVI.12.</b> Aperçu sur les poutres.....	74
<b>FigureVI.13.</b> Choix du matériau. ....	74
<b>FiguresVI.14.</b> Introduction des appuis. ....	75
<b>FigureVI.15.</b> Définition du contour.....	76
<b>FiguresVI.16.</b> Définition et aperçu de la dalle. ....	77
<b>FigureVI.17.</b> Introduction des différentes charges.....	78

<b>FigureVI.18.</b> Définition de $G_{\text{revêtement}}$ .....	79
<b>FigureVI.19.</b> Définition de $G_{\text{corniche}}$ .....	79
<b>FigureVI.20.</b> Définition de $G_{\text{trottoir}}$ .....	80
<b>FigureVI.21.</b> Définition de $G_{\text{garde-corps}}$ .....	80
<b>FigureVI.22.</b> Définition de $G_{\text{glissière}}$ .....	81
<b>FigureVI.23.</b> Définition de $Q_{\text{trottoir}}$ .....	82
<b>FigureVI.25.</b> Les différentes charges roulantes.....	83
<b>FigureVI.27.</b> Définition de la charge roulante Mc120.....	84
<b>FigureVI.28.</b> Définition de la charge roulante D240.....	84
<b>FigureVI.29.</b> Les différentes combinaisons des charges.....	85
<b>FigureVI.30.</b> Lancement du calcul.....	86
<b>FigureVI.31.</b> Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.....	87
<b>FigureVI.32.</b> Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.....	87
<b>FigureVI.33.</b> Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.....	88
<b>FigureVI.34.</b> Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.....	88
<b>FigureVI.35.</b> Diagramme du moment fléchissant $M_{YY}$ sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.....	89
<b>FigureVI.36.</b> Diagramme du moment fléchissant $M_{YY}$ sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.....	89
<b>FigureVI.37.</b> Diagramme du moment fléchissant $M_{XX}$ sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.....	90

<b>FigureVI.38.</b> Diagramme du moment fléchissant $M_{XX}$ sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.....	90
---	----

### **Chapitre VII : Etude de l'hourdis**

<b>FigureVII.1.</b> Diagramme du moment maximal $M_{YY}$ a l'E.L.U. ....	93
<b>FigureVII.2.</b> Diagramme du moment maximal $M_{YY}$ a l'E.L.S. ....	94
<b>FigureVII.3.</b> Diagramme du moment maximal $M_{XX}$ a l'E.L.U. ....	99
<b>FigureVII.4.</b> Diagramme du moment maximal $M_{XX}$ a l'E.L.S. ....	100
<b>FiguresVII.5.</b> Vue en plan du ferrailage de la dalle. ....	103
<b>FigureVII.6.</b> Ferrailage transversal de la dalle.....	103
<b>FigureVII.7.</b> Ferrailage longitudinal de la dalle.....	104

### **Chapitre VIII : Etude de la Précontrainte**

<b>Figure VIII.1.</b> Tracé du câble.....	110
<b>Figures VIII.2.</b> Trace des câbles émergeant.....	111
<b>Figure VIII.3.</b> Disposition des câbles de précontrainte.....	113
<b>Figures VIII.4.</b> Tracé des câbles. ....	115
<b>Figure VIII.5.</b> Composante de la force précontrainte. ....	118
<b>Figure VIII.6.</b> Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°1. ....	126
<b>Figure VIII.7.</b> Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°2. ....	128
<b>Figure VIII.8.</b> Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°3. ....	130
<b>Figure VIII.9.</b> Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°4. ....	132
<b>FigureVIII.10.</b> Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°5.....	133

## **Chapitre IX : Etude de la Culée**

<b>Figure IX.1.</b> Culée remblayée. ....	148
<b>Figure IX.2.</b> Sommier d'appui et ses éléments. ....	150
<b>Figure IX.3.</b> Mur garde-grève. ....	151
<b>Figure XI.4.</b> Le corbeau. ....	151
<b>Figure IX.6.</b> Le mur en retour. ....	152
<b>Figure IX.7.</b> La dalle de transition. ....	152
<b>Figure IX.8.</b> Schéma présentatif de la semelle. ....	153
<b>Figure IX.9.</b> Introduction des lignes de construction du mur frontal. ....	154
<b>Figure IX.10.</b> Choix de l'élément de construction pour le mur frontal. ....	155
<b>Figure IX.11.</b> Définition de l'épaisseur du mur frontal. ....	155
<b>Figure IX.12.</b> Introduction du mur frontal. ....	156
<b>Figure IX.13.</b> Aperçu du mur frontal. ....	156
<b>Figure IX.14.</b> Introduction de lignes de construction du mur garde-grève. ....	157
<b>Figure IX.15.</b> Définition de l'épaisseur du mur garde-grève. ....	158
<b>Figure IX.16.</b> Introduction du mur garde-grève. ....	158
<b>Figure IX.17.</b> Aperçu du mur frontal et le mur garde-grève. ....	159
<b>Figure IX.18.</b> Définition de l'épaisseur du mur en retour. ....	160
<b>Figure IX.19.</b> Introduction du mur en retour. ....	160
<b>Figure IX.20.</b> Aperçu du mur en retour. ....	161
<b>Figure IX.21.</b> Introduction des appuis sur la culée. ....	161
<b>Figure IX.22.</b> Définition de la charge du remblai. ....	162
<b>Figure IX.23.</b> Définition de la poussée du sol. ....	163
<b>Figure IX.24.</b> Diagramme de la poussée du sol. ....	163
<b>Figure IX.25.</b> Repères locaux de la culée. ....	164

<b>Figure IX.26.</b> Aperçu de la charge du remblai sur la culée. ....	164
<b>Figure IX.27.</b> Schéma significatif des résultats du calcul sismique. ....	166
<b>Figure IX.28.</b> Détermination du C.D.G des éléments de la culée. ....	168
<b>Figure IX.29.</b> Pousses des terres sur le mur. ....	174
<b>Figure IX.30.</b> Pousse de la charge en arrière du mur. ....	174
<b>Figure IX.31.</b> Ferrailage du mur garde-grève. ....	177
<b>Figure IX.32.</b> Ferrailage de la dalle de transition. ....	180
<b>Figure IX.33.</b> Ferrailage du mur en retour. ....	183
<b>Figure IX.34.</b> Ferrailage du corbeau. ....	185
<b>Figure IX.35.</b> Ferrailage du mur frontal. ....	191

## **Chapitre X : Etude de la Pile**

<b>Figure X.1.</b> Schéma de la pile. ....	194
<b>Figure X.2.</b> Les dimensions du chevêtre. ....	195
<b>Figure X.3.</b> Les dimensions du fut. ....	195
<b>Figure X.4.</b> Choix de l'élément de construction. ....	196
<b>Figure X.5.</b> Définition de la pile. ....	197
<b>Figure X.6.</b> Introduction de la pile. ....	197
<b>Figure X.7.</b> Aperçu du fut. ....	198
<b>Figure X.8.</b> Introduction des appuis sur les piles. ....	198
<b>Figure X.9.</b> Choix de l'élément de construction. ....	199
<b>Figure X.10.</b> Définition de l'épaisseur du chevêtre. ....	199
<b>Figure X.11.</b> Introduction du chevêtre. ....	200
<b>Figure X.12.</b> Aperçu de la pile complète. ....	200
<b>Figure X.13.</b> Aperçu final du pont. ....	201

<b>Figure X.14.</b> Les étapes de l'étude sismique. ....	203
<b>Figure X.15.</b> Moment maximal à l'E.L.U pour la combinaison la plus défavorable. ....	204
<b>Figure X.16.</b> Moment maximal à l'E.L.S pour la combinaison la plus défavorable. ....	204
<b>Figure X.17.</b> Effort tranchant à l'E.L.U pour la combinaison la plus défavorable. ....	205
<b>Figure X.18.</b> Effort tranchant à l'E.L.S pour la combinaison la plus défavorable. ....	205
<b>Figure X.19.</b> Schéma du ferrailage transversal du chevêtre. ....	212
<b>Figure X.20.</b> Schéma du ferrailage longitudinal du chevêtre. ....	212
<b>Figure X.21.</b> Moment maximal du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.U. ....	214
<b>Figure X.22.</b> Moment maximal du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.S. ....	214
<b>Figure X.23.</b> Effort tranchant du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.U. ....	215
<b>Figure X.24.</b> Effort tranchant du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.S. ....	215
<b>Figure X.25.</b> Moment maximal du fut à l'E.L.A. ....	216
<b>Figure X.26.</b> Effort tranchant du fut à l'E.L.A. ....	216
<b>Figure X.27.</b> Les paramètres de Walther. ....	218
<b>Figure X.28.</b> Abaque de Walther. ....	219
<b>Figure X.29.</b> Schéma du ferrailage du fut. ....	220

## **Liste des tableaux**

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

<b>Tableau II.1.</b> Les hauteurs respectives des appuis. ....	16
<b>Tableau II.2.</b> Classification des ponts selon le RPOA 2008. ....	22
<b>Tableau II.3.</b> Coefficient d'accélération de zone. ....	22

### **Chapitre IV : Prédimensionnement du Tablier**

<b>Tableau IV.1.</b> Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis. ....	42
<b>Tableau IV.2.</b> Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis. ....	43
<b>Tableau IV.3.</b> Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis. ....	44
<b>Tableau IV.4.</b> Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis. ....	45
<b>Tableau IV.5.</b> Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis. ....	46
<b>Tableau IV.6.</b> Sections géométriques nettes. ....	47
<b>Tableau IV.7.</b> Sections géométriques des sections nettes d'intermédiaire et de rive. ....	48

### **Chapitre V : Calcul des Charges et Surcharges**

<b>Tableau V.1.</b> Les différentes classes du pont. ....	54
<b>Tableau V.2.</b> Les valeurs de coefficient de dégressivité transversale de la charge. ....	56
<b>Tableau V.3.</b> Les valeurs de $V_0$ . ....	56
<b>Tableau V.4.</b> Les valeurs du coefficient $b_c$ . ....	57
<b>Tableau V.5.</b> Les charges $B_c$ par voies. ....	59
<b>Tableau V.6.</b> Coefficient de majoration du système $B_t$ . ....	60
<b>Tableau V.7.</b> Charges $B_t$ par essieu. ....	60

## **Chapitre VI : Modélisation du Tablier**

<b>Tableau VI.1.</b> Les différentes combinaisons. ....	85
---	----

## **Chapitre VII : Etude de l'hourdis**

<b>Tableau VII.1.</b> Récapitulatif des sens du ferrailage. ....	102
--	-----

## **Chapitre VIII : Etude de la Précontrainte**

<b>Tableau VIII.1.</b> Caractéristiques de la poutre. ....	106
<b>Tableau VIII.2.</b> Paramètres de calcul de la 1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> famille de câbles. ....	114
<b>Tableau VIII.3.</b> Récapitulatif des longueurs des câbles.....	116
<b>Tableau VIII.4.</b> Câble moyen fictif.....	117
<b>Tableau VIII.5.</b> Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seul).....	119
<b>Tableau VIII.6.</b> Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	120
<b>Tableau VIII.7.</b> Caractéristiques de la section d'about + hourdis.....	120
<b>Tableau VIII.8.</b> Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	121
<b>Tableau VIII.9.</b> Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	121
<b>Tableau VIII.10.</b> Pertes par frottement. ....	124
<b>Tableau VIII.11.</b> Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	134
<b>Tableau VIII.12.</b> Pertes par raccourcissement instantané du 1 <sup>ere</sup> famille.....	136
<b>Tableau VIII.14.</b> Pertes instantané totales à différentes sections (Mpa).....	138
<b>Tableau VIII.15.</b> Tensions initiales probable « $\sigma_{Pi}$ (MPA) ». ....	138
<b>Tableau VIII.16.</b> Valeurs des pertes dues au retrait de béton.....	140
<b>Tableau VIII.17.</b> Pertes par relaxation dans les câbles de la 1 <sup>ere</sup> famille.....	141
<b>Tableau VIII. 18.</b> Pertes par relaxations dans les câbles de la 2 <sup>eme</sup> famille. ....	141

<b>Tableau VIII.19.</b> Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles d la 1ere famille. ....	144
<b>Tableau VIII.20.</b> Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2 <sup>eme</sup> famille.....	144
<b>Tableau VIII.21.</b> Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections.....	145
<b>Tableau VIII.22.</b> Moyenne des pertes différées dans les différentes sections. ....	145
<b>Tableau VIII.23.</b> Pourcentage des pertes. ....	146

### **Chapitre IX : Etude de la Culée**

<b>Tableau IX.1.</b> Les différentes charges et les dimensions de leurs éléments.....	153
<b>Tableau IX.2.</b> Les donnees sismiques du Viaduc.....	166
<b>Tableau IX.3.</b> L'ensemble des paramètres Kah, Kh et Kv pour les trois cas existants. ....	167
<b>Tableau IX.4.</b> Les sollicitations agissantes sur la culée. ....	168
<b>Tableau IX.5.</b> Les sollicitations agissantes sur la culée. ....	169
<b>Tableau IX.6.</b> Les pousses des terres agissantes sur la culée. ....	170
<b>Tableau IX.7.</b> Les pousses dues aux surcharges qui agissent sur la culée. ....	171
<b>Tableau IX.8.</b> Les moments et efforts globaux agissant sur la culée. ....	171
<b>Tableau IX.9.</b> Les vérifications concernant la stabilité de la culée. ....	172
<b>Tableau IX.10.</b> Evaluation des efforts sur le mur frontal. ....	186
<b>Tableau IX.11.</b> Sollicitations à la base de voile. ....	189

### **Chapitre X : Etude de la Pile**

<b>Tableau X.1.</b> Récapitulatif des résultats obtenus du chevêtre. ....	206
<b>Tableau X.2.</b> Récapitulatif des résultats concernant le fut. ....	217

## Introduction générale

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appelons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit sur site.

Le souci de l'ingénieur est de savoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Pour ces raisons, le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de multiples disciplines, telles que la géotechnique, le calcul des structures, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumise simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (le coût, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon détaillée, pour déterminer la variante la plus optimale possible, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier. L'ouvrage d'art en question s'inscrit dans le cadre de la réalisation du dédoublement de la **RN127 reliant la RN14 au PK 76+000 (Commune Laayoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord –Sud (Echangeur Ksar Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72.7 km**, Sa longueur est de **144.2 m**, implanté dans la section de la wilaya de **Tissemsilt au PK 68+400**.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, ou nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différents partis du pont, pour se faire on a établi un plan de travail contenant dix chapitres :

Commençant par une introduction générale.

Chapitre I : « Généralités sur les Ponts », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différents types des ponts et ses éléments et la démarche de conception.

Chapitre II : « Présentation de l'ouvrage », on a d'abord présenté notre projet puis on a décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles le concernant.

Chapitre III : « Caractéristiques des Matériaux », après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre IV : « Pré – dimensionnement du Tablier », on a pré-dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et ces différents équipements, en suite, on a défini les caractéristiques géométriques des différentes poutres.

Chapitre V : « Calcul des Charges et Surcharges », nous avons cité toutes les charges dues au trafic ainsi que les surcharges et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre VI : « Modélisation du Tablier par Autodesk Robot », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre VII : « L'étude de l'hourdis », on a étudié la dalle sous les moments et effort tranchants les plus défavorables donnés par sa modélisation à partir du logiciel Robot, afin d'effectuer son ferrailage.

Chapitre VIII : « Etude de la Précontrainte », en se basant sur le règlement du BPEL, nous avons introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste à augmenter la résistance à la traction du matériau.

Chapitre IX : « Etude de la Culée », on a cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que le prédimensionnement de ces éléments (Sommier d'appui, Mur frontal, Mur garde-grève, Mur en retour, le corbeau ainsi que la dalle de transition), on a aussi effectué plusieurs vérifications à ces derniers vis-à-vis de la stabilité, et finir avec le ferrailage de chaque élément avec des schémas bien détaillées.

Chapitre X : « Etude de la Pile », on a modélisé la pile avec le logiciel robot, ensuite, on a tiré les efforts (moments et effort tranchants), sollicitant chaque élément de la pile à savoir, le chevrete et le fut, pour les ferrailer, des schémas de dimensionnement et de ferrailage sont aussi introduit.

Pour en finir on a clôturé notre travail avec une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *Généralités sur les Ponts*

## I.1. Introduction

Les ponts, de par leur grande envergure, sont des structures élevées. Ils sont parfois classés comme des éléments fondamentaux de l'infrastructure ou comme des ouvrages stratégiques. En Algérie, plusieurs ponts sont désormais répartis en diverses catégories et sont construits avec différents matériaux. Leur réalisation demande un haut niveau d'expertise et de compétence technique, car la conception et l'étude des ponts doivent respecter des réglementations et des normes spécifiques.

## I.2. Définition d'un pont et ses composants

On appelle pont, tout ouvrage d'art qui permet à une voie de communication (route, autoroute, piste, ligne ferroviaire...) de franchir un obstacle qu'il soit naturel ou artificiel. On distingue autrement les différents ouvrages suivants :

- Dalot ou ponceau : sont des ponts de petites dimensions.
- Viaduc : un pont d'une hauteur importante ou à plusieurs travées.

Un pont est composé de trois parties :

- Partie supérieure (Tablier Superstructure).
- Partie intermédiaire (Piles et Culées).
- Partie inférieure (Fondations).

## I.3. Historique sur les ponts

Les ponts ont une longue histoire qui remonte à l'Antiquité. Les premiers ponts étaient généralement construits en bois ou en pierre, et certains des exemples les plus anciens remontent à plus de 2000 ans, comme le pont de pierre romain à Trier, en Allemagne. Au fil du temps, les techniques de construction ont évolué, passant des matériaux traditionnels comme le bois et la pierre à des matériaux plus modernes comme le béton et l'acier. Les ponts sont devenus des éléments essentiels des infrastructures, permettant de franchir des cours d'eau, des vallées et d'autres obstacles naturels, et ils sont également devenus des symboles architecturaux emblématiques à travers le monde, comme le pont du Golden Gate à San Francisco ou le pont du Millenium à Londres. De nos jours, les ingénieurs conçoivent des ponts toujours plus grands,

plus solides et plus esthétiques pour répondre aux besoins de transport et d'urbanisation croissants.

#### I.4. Différents types de ponts

On distingue plusieurs types de pont à savoir :

- **Pont métallique** : un pont dont la structure est réalisée en métal.



Figure I.1. Pont métallique.

- **Pont à poutre en béton armé** : c'est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé.



Figure I.2. Pont à poutre en béton armée.

- **Pont à poutre en béton précontraint** : un pont où on utilise des poutres préfabriquées en béton précontraint.



**Figure I.3.** Pont à poutre en béton précontraint.

- **Pont mixte** : un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales.



**Figure I.4.** Pont mixte.

### **I.5. Eléments constitutifs un pont**

Les éléments constituant les ponts sont :

- **Tablier** : le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis.
- **Corniche** : la corniche est un élément qui équipe les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.
- **Garde-corps** : ils assurent la sécurité des piétons.
- **Trottoir** : il se trouve sur l'extrémité, il sert de protection et de circulation des piétons.
- **Dalle de transition** : la dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur.

- **Couche de roulement** : la couche de roulement est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat.
- **Joint de chaussée** : c'est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température.
- **Appareil d'appui** : c'est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis. Il sert à amortir le déplacement du tablier sous l'effet de charge et de température.
- **Chevêtre** : c'est la partie supérieure d'une pile. Lorsque le tablier repose sur celle-ci par l'intermédiaire d'un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction est, d'une part d'assurer la diffusion des efforts dans la pile, et d'autre part de permettre la mise en place et le positionnement proprement dit des appareils d'appui.
- **Pile** : c'est un appui intermédiaire supportant la superstructure de l'ouvrage et il permet de transmettre les charges de la superstructure aux fondations.
- **Culée** : c'est un appui d'extrémité, elle assure le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage et elle comporte : Un mur de front qui assure la stabilité du remblai, et un mur de tête qui assure le soutènement des remblais latéralement.
- **Fondation** : une fondation se définit comme la partie d'un ouvrage qui assure la transmission des charges vers le sol.
- **Entretoise** : c'est un élément en béton armé disposée perpendiculairement aux poutres principales. Autrement dit, elle est placée transversalement par rapport à la portée du pont.

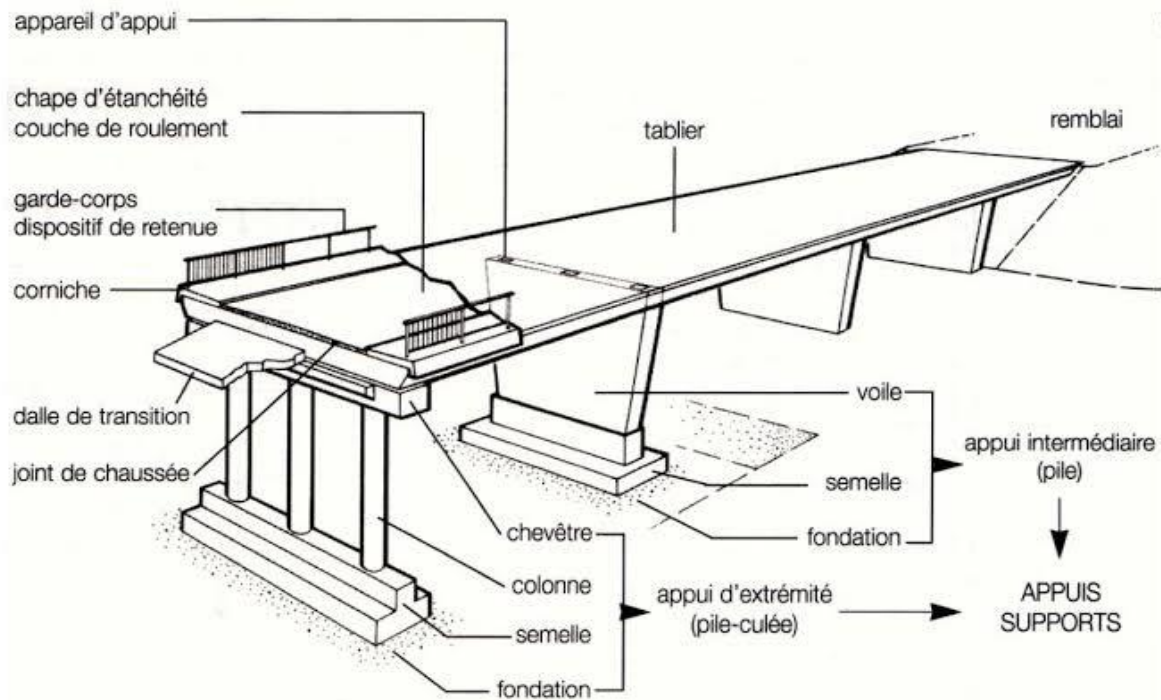


Figure I.5. Différents éléments d'un pont.

## I.6. Classification des ponts

Selon plusieurs critères, on distingue plusieurs types de ponts à savoir :

### I.6.1. Suivant la longueur

Nous considérons que nous avons :

- Des petits ouvrages dont la longueur est inférieure à 8m.
- Des ouvrages moyens lorsque  $8\text{ m} < L < 25\text{ m}$ .
- Des grands ouvrages  $25 < L < 40\text{ m}$ .
- Des ouvrages exceptionnels  $L > 40\text{m}$ .

### I.6.2. Suivant la nature de la voie portée

- Pont-route si le pont porte une route (PI, PS).
- Pont-canal.
- Passerelles pour piétons.
- Passerelles pour conduites.

- Pont-rail si le pont porte une voie ferrée.

### I.6.3. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués

Selon les matériaux constituant les éléments porteurs principaux

- Ponts en bois.
- Ponts en maçonnerie.
- Ponts en fonte.
- Ponts en fer.
- Ponts en acier.

### I.6.4. Suivant la durée de vie

- Ponts provisoires en métal, bois, métal bois.
- Ponts semi-définitifs métalliques.
- Ponts définitifs en BA, BP, CM, OM.

### I.6.5. Suivant la portée du pont (distance entre deux appuis)

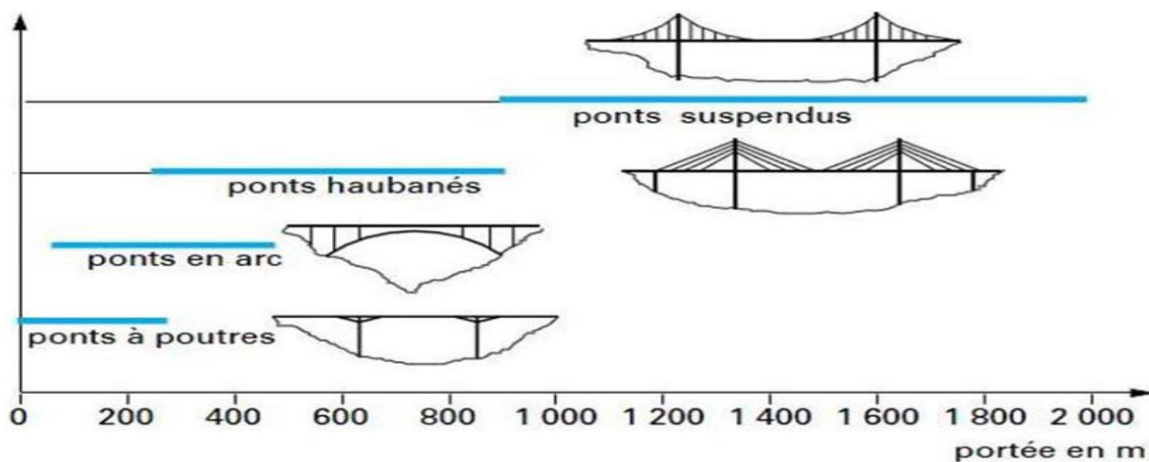


Figure I.6. Les grands systèmes de pont en fonction du porté.

## I.7. Données nécessaires pour la conception d'un pont

### I.7.1. Données naturelles

Parmi les principales données à recueillir sur place par l'ingénieur on a :

#### ▪ Données topographiques

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages.

#### ▪ Données hydrologiques

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime :

- Fréquence et importance des crues.
- Débit solide.
- Charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles.

Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

#### ▪ Données géotechniques

Une étude géotechnique est une étude des sols du terrain. Elle sert à déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains qui vont être amenés à supporter une construction.

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

### I.7.2. Données fonctionnelles

On distingue :

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs.
- Le profil en long.
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles.

- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable).
- La qualité architecturale.

D'autres données peuvent être de nature très variée comme : délais de construction, Coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.

### I.8. La précontrainte

C'est un traitement mécanique qui consiste à produire dans le béton, avant sa mise en service, des contraintes de compression permanente (charges additionnelles), afin de se superposer aux éventuelles contraintes de traction réduisant ainsi les risques de fissuration.

Le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

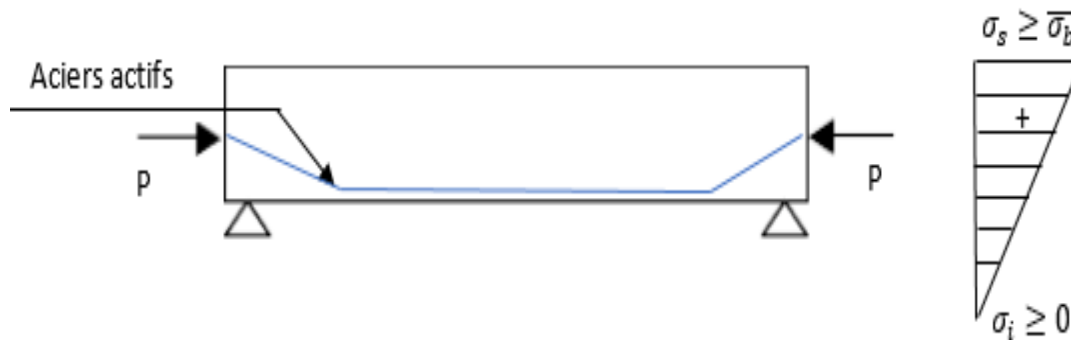


Figure I.7. Principe de la précontrainte.

- **Méthode de la précontrainte**

- a) **Précontrainte par Post tension**

Elle consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.

- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

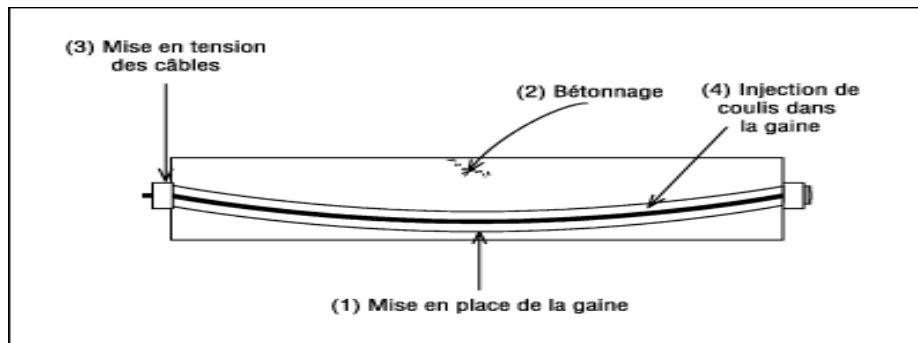


Figure I.8. Méthode de la précontrainte par post tension.

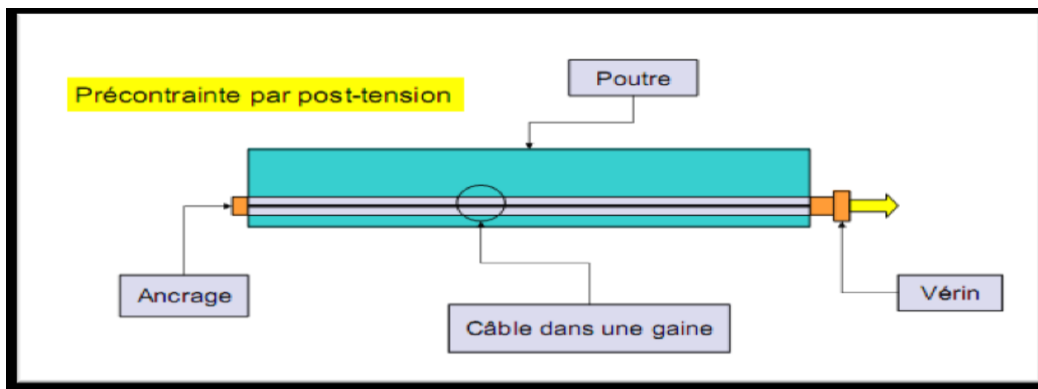


Figure I.9. Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension.

### b) Précontrainte par Pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

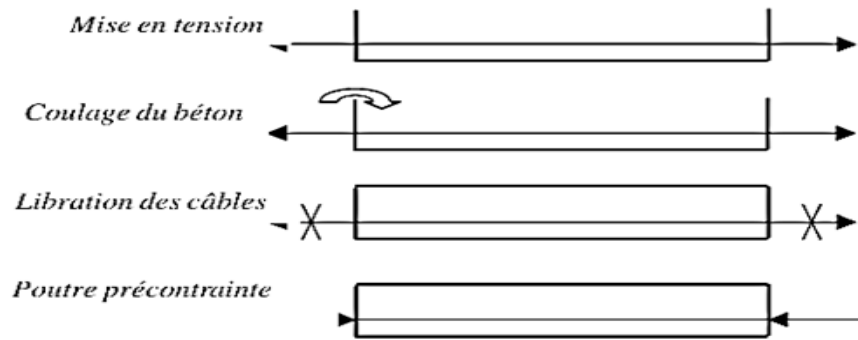


Figure I.10. Étapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension.

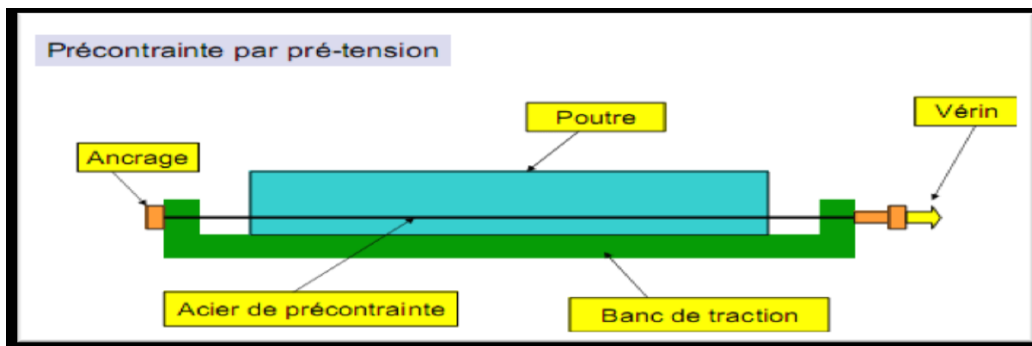


Figure I.11. Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.

## I.9. Conclusion

Après avoir constaté les différentes généralités sur les ponts, un viaduc vous sera présenté en détail dans le prochain chapitre.

## *Chapitre II*

### *Présentation de l'ouvrage*

## II.1. Introduction

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

## II.2. But de l'étude

Notre projet consiste à réaliser l'étude d'un ouvrage d'art en Viaduc, situé à la **Wilaya de Tissemsilt** entre la **RN14 au PK 76+000** et l'autoroute **Nord-Sud** à l'échangeur de **Ksar Boukhari** à **Médéa**.

## II.3. Présentation du projet

### II.3.1. Position de l'ouvrage

Il s'agit d'un viaduc situé au point kilométrique (68+400) du projet du dédoublement de la RN127 entre la RN14 au PK 76+000 (Commune de Laâyoune Wilaya de Tissemsilt et l'autoroute Nord-Sud (Echangeur Ksar Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72.7 Km. L'ouvrage en question permettra de franchir une contrainte naturelle (un Oued) qui est Oued Boukmouri.

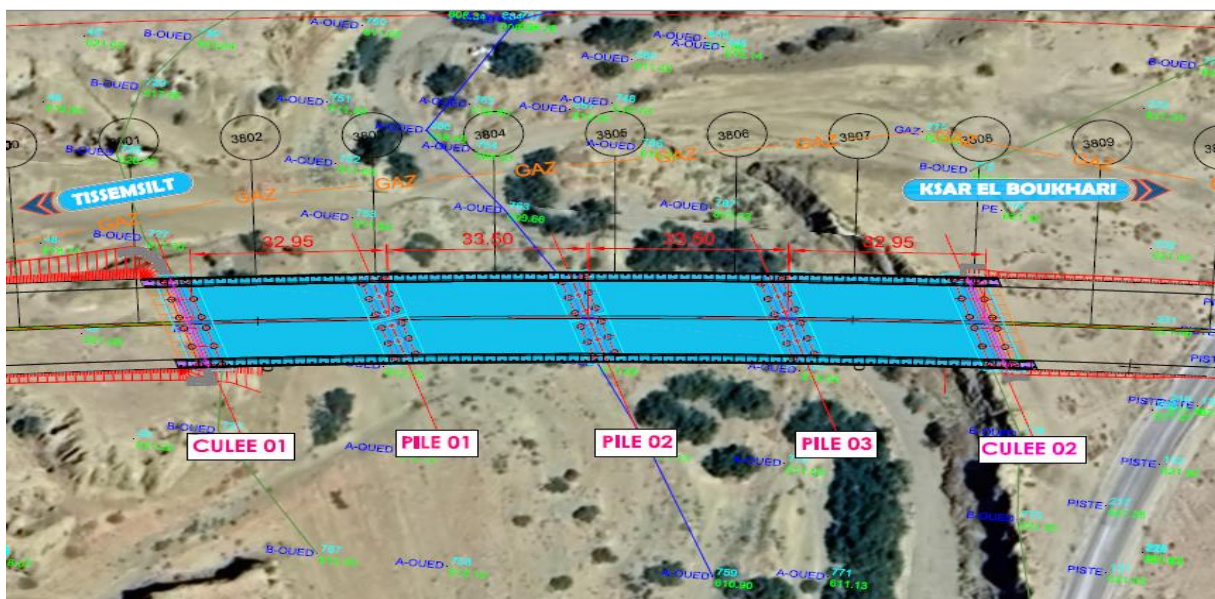


Figure II.1. Vue aérienne sur le site du projet.

### II.3.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage, qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation du dédoublement de la RN127 entre la RN14 au PK76+000 et l'autoroute Nord-Sud sur 72.7 Km, ce dernier est implanté au point kilométrique 76+000 dans la commune de Laayoune, Wilaya de Tissemsilt afin de traverser un oued. Cet ouvrage d'art est constitué de quatre (04) travées isostatiques et identiques à poutres multiples en béton précontrainte en mode (posttension) de 33.40 m de longueur pour chacune, soit 144.20 m de longueur totale (entraxe, appuis, culées) et d'une largeur de 20.2 m, le viaduc est implanté dans un alignement droit.

L'ouvrage est constitué de deux parties :

#### a) Superstructure

Dont les éléments constitutifs sont : le platelage, la poutraison et la chaussée.

- **Poutraison** : Chaque tablier est constitué de sept (7) poutres préfabriquées en béton précontraint en forme de I, d'une longueur de 33.40 m chacun et d'une hauteur de 1.5 m, espacées de 1.51 m surmonté d'une dalle en béton armé de 30cm d'épaisseur et encadré par un trottoir de 2 m de largeur et une glissière en béton armé.

La pente transversale sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la variation de la hauteur des voiles, et la pente longitudinale qui est de 0.30%.

- **Platelage** : La poutraison est surmontée d'une dalle en béton armé d'une épaisseur de 30 cm, surmonté d'une couche de revêtement de 6 cm d'épaisseur.
- **Chaussée** : comporte deux voies de circulation ayant une largeur de 3,90m chacune et de deux bandes dérasées gauche de 0.5m de largeur chacune.

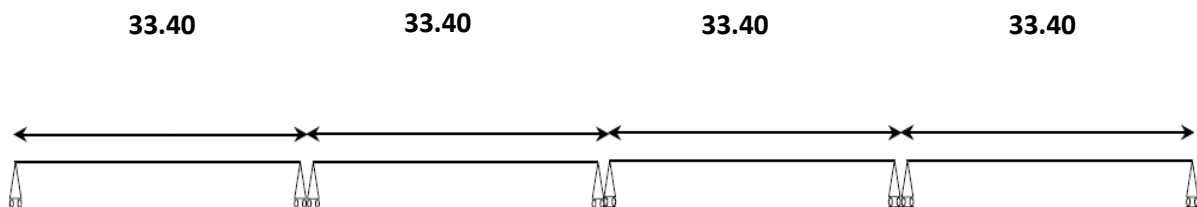


Figure II.2. Schéma statique du viaduc.

#### c) Infrastructure

Les quatre travées s'appuient sur deux culées et trois piles.

- **Culées** : Les deux culées du viaduc sont les parties situées sur la rive destinées à supporter le poids du tablier, elles sont du type remblayé exécutés sur place en béton armé, constitués par un mur garde grève, mur de front, murs en retour, murs en ailes, une dalle de transition et un corbeau arrière, et les fondations.
- **Piles** : Les piles sont des appuis intermédiaires supportant chaque tablier de l'ouvrage, elles sont du type pile colonne constituées d'un chevêtre de 1.80m de largeur et 1.2m de hauteur reposent sur 3 futs de 1.40m de diamètre.

Les hauteurs des appuis sont récapitulées sur le tableau ci-dessous :

**Tableau II.1.** Les hauteurs respectives des appuis.

Appuis	Culée 1	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Culée2
<b>Hauteur moyenne(m)</b>	4.95m	9.00 m	10.00m	10.00m	4.95m

- **Fondations** : en fonction de la nature des sols, des fondations profondes sont Retenues, d'après l'étude géotechnique le sol est essentiellement formé de l'argile sableuse verdâtre, donc le type de fondation adopté est une fondation profonde (Sur des pieux forés).  
Notre sol support est faiblement agressif justifiant l'utilisation d'un ciment ordinaire pour le béton des fondations.

### c) Equipements

- **Appareils d'appui** : Les appareils d'appui sont en élastomère fretté conformément aux normes NF EN 1337-3 et au Guide technique de SETRA, Juillet 2007 pour les viaducs, les passages supérieurs et les passages inférieurs.

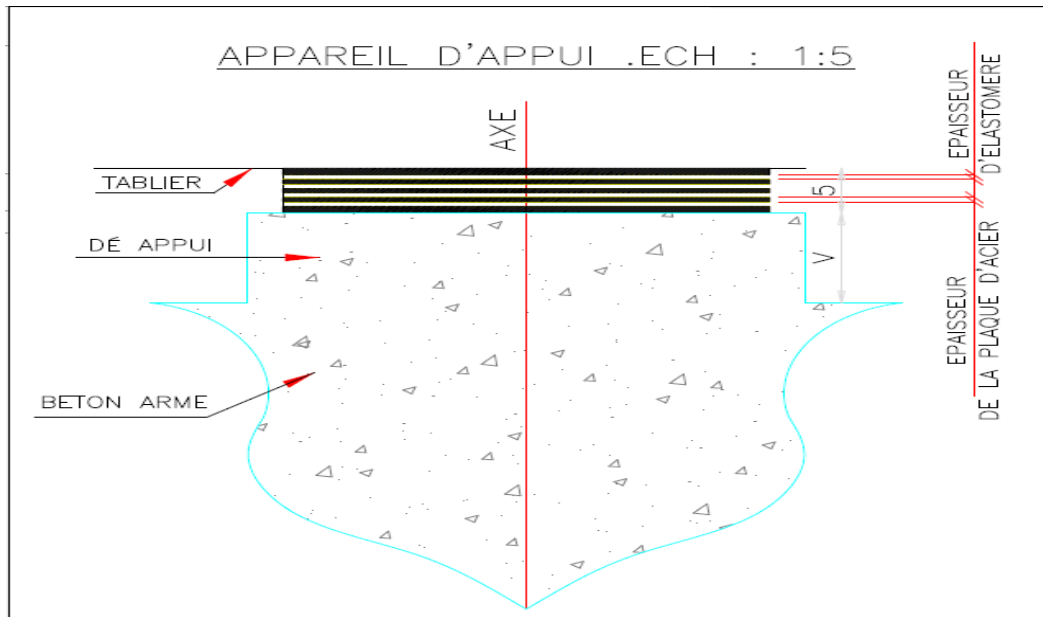


Figure II.3. Vue de l'appareil d'appui.

- **Joints de chaussée :** Des joints de chaussée à bandes ou équivalent sont disposés sur chaque ouvrage.

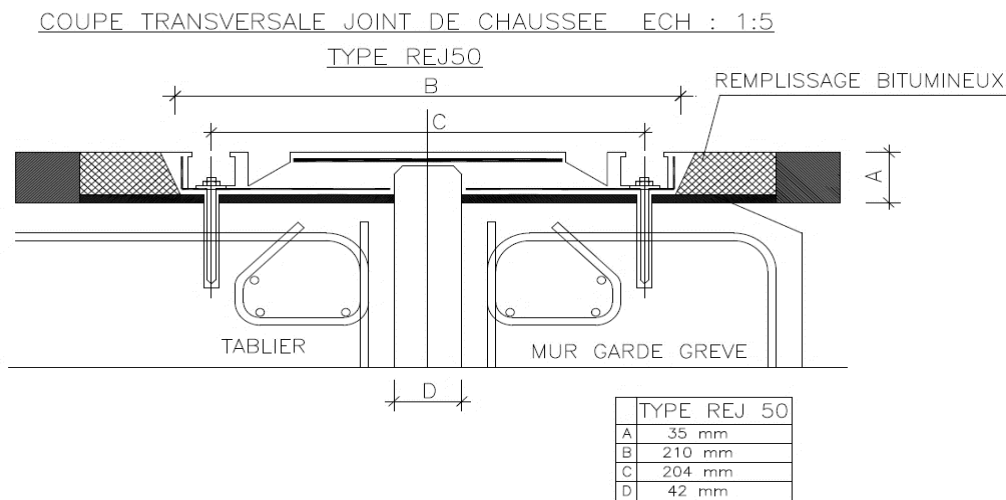


Figure II.4. Vue du joint de chaussée.

- **Dispositifs de retenue :** Les dispositifs de retenue (une glissière) qui est en béton armé et des gardes corps des deux côtés du viaduc qui sert de protection pour les piétons ainsi que les véhicules légers mais aussi du côté esthétique.

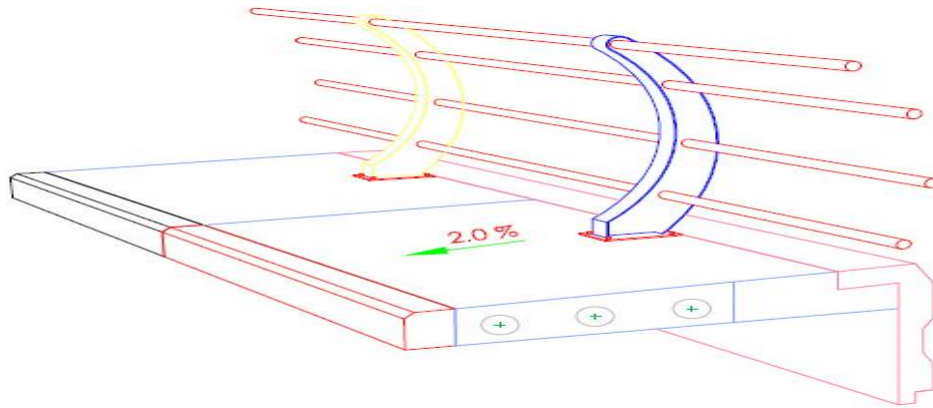


Figure II.5. Vue du garde-corps.

- **Fourreaux réseau multitubulaire** : Les fourreaux pour câbles sont en PEHD.
- **Trottoirs** : Leurs rôle est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, pour notre ouvrage on compte deux trottoirs de 2m chacun.

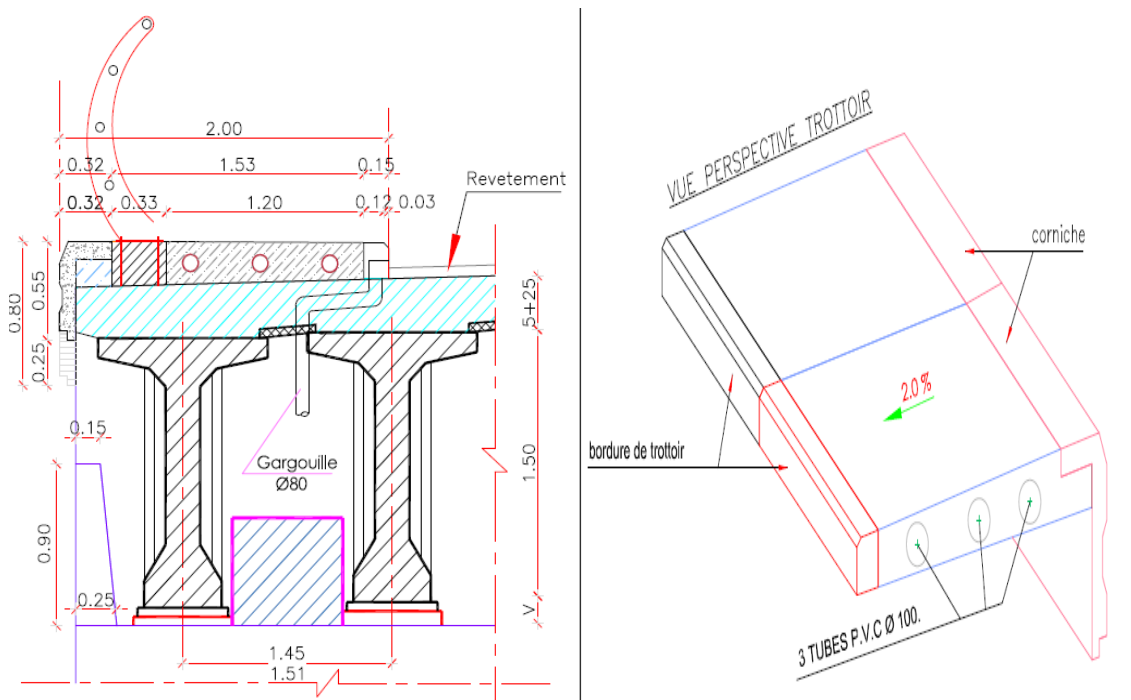


Figure II.6. Vue du trottoir.

- **Corniches** : Elles sont situées sur la partie supérieure des tabliers, leur rôle est d'éviter le ruissellement des eaux pluviales sur les parements de la structure porteuse mais aussi elles servent d'esthétique, concernant notre ouvrage on a opté pour des corniches préfabriquées.

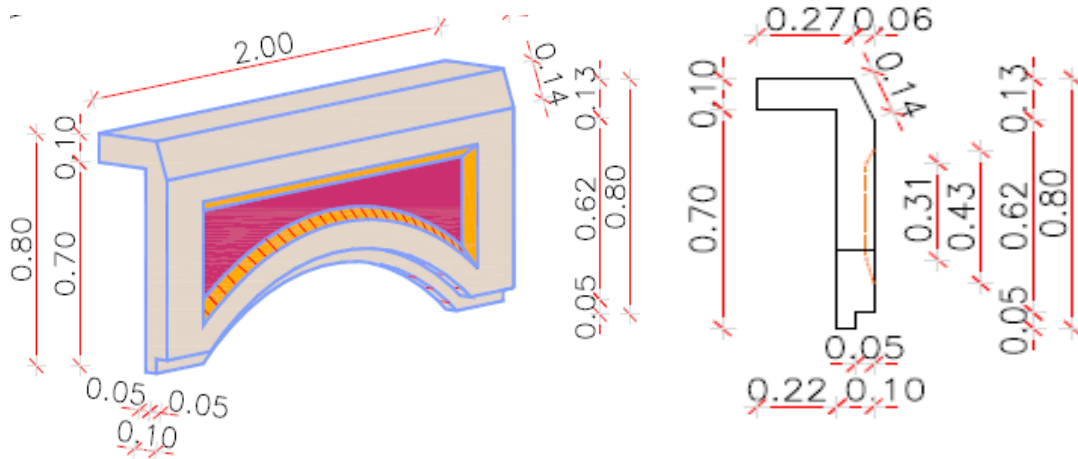


Figure II.7. Vue de la corniche.

- **Enduits bitumineux :** L'enduit bitumineux pour les surfaces du béton en contact avec les sols est de flint kot.
- **Système d'étanchéité :** L'étanchéité est de type mince, elle est composée d'une feuille préfabriquée bitumineuse.
- **Béton bitumineux de la chaussée sur ouvrage :** Le béton bitumineux est d'une épaisseur de 8 cm, associé à une couche d'étanchéité mince. Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux (BB).

## II.4. Conception de l'ouvrage

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement des obstacles naturels ou artificiels. Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement mécanique de l'ouvrage, ainsi, pour un site donné, l'ouvrage le plus adapté dépend non seulement du contexte socio – économique, mais aussi des contraintes dimensionnelles et fonctionnelles, et des données naturelles du site. Donc, la détermination du type d'ouvrage dépend essentiellement des contraintes naturelles et fonctionnelles.

### II.4.1. Données naturelles

Qui sont l'ensemble des éléments d'environnement et des conditions d'implantation de l'ouvrage sur site qui déterminent sa conception.

#### II.4.1.1. Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement nécessaires pour déterminer le type de fondation des appuis, mais aussi constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

La campagne de reconnaissance géotechnique pour le viaduc a consisté en l'exécution de :

- Deux sondages carottés.
- Deux essais pressiométriques.
- Des essais de laboratoire réalisés par le CTTTP.

##### ❖ Les conditions de sol

Les conditions géotechniques sont présentées au rapport d'étude géotechnique et résumées au rapport de présentation de l'ouvrage. Les points importants sont les suivants :

- Les sols dans la zone du projet sont composés d'argile sableuse verdâtre.
- Les fondations de l'ouvrage (piles et culées) reposeront directement sur le sol
- La longueur d'ancrage des pieux est fonction de l'importance de la charge nominale à mobiliser à chaque appui et de la capacité portante du sol déterminée par les études géotechniques.
- Les sols sont classés S2 au niveau sismique selon le RPOA2008.
- Les sols sont non agressifs.

##### ❖ Type de fondation recommandé

En fonction de la nature des sols déterminés à partir des sondages crottés et des sondages pressiométriques, ainsi que des résultats des essais de laboratoire, des fondations profondes en pieux ont été retenues. Le diamètre des pieux privilégiés est de 1.2 m, et leur profondeur est de 30m.

#### II.4.1.2. Données hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. Le viaduc est conçu pour être à l'abri d'une crue centennale. Ce viaduc traverse l'oued Boukmouri généralement, cet oued est sec en été mais possède un débit élevé en période de pluies. Nous avons fait le choix pour le calcul du niveau PHE par la prise en compte du débit correspondant à l'ensemble du bassin versant de l'Oued.

### II.4.1.3. Données topographiques

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, ...etc.

### II.4.1.4. Données hydrologiques

L'objectif de l'étude hydrologique est de déterminer les caractéristiques hydrologiques liées au site d'implantation de l'ouvrage dans le cas de franchissement d'un cours d'eau (la fréquence, la section d'écoulement, l'importance de crues, le débit et le niveau maximale des eaux).

### II.4.1.5. Des données climatiques

#### a) Effet du vent

Le titre II de fascicule 61 du CPC admet des hypothèses simplificatrices pour évaluer l'action de vent sur les ponts, dans les circonstances courantes.

- Pour les ponts mise en service, lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée, il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de 2000 N/m<sup>2</sup>.
- Pour les ponts en cours d'exécution, la pression est fixée à 1000N/m<sup>2</sup> si la phase de chantier dont la durée n'excède pas un mois ou bien 1250 N/m<sup>2</sup> si la phase de chantier dont la durée excède un mois.
- Lorsque le pont comporte des piles hautes et minces en élévation, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique exerçant sur les faces latérales des piles une action concomitante des effets envisagés dans les deux cas précédents.

#### b) Effet de la neige

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts, cela peut se produire dans certains cas particuliers.

- Passerelles piétonnes couvertes.
- Passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux.

#### c) Effet de la température

Les effets de la température sont, bien évidemment, pris en compte dans les règlements de calcul des constructions. Ces effets interviennent pour le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Dans notre cas l'ouvrage est localisé en zone tempérée.

**d) Effet de séisme**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Selon le RPOA 2008, la classification parasismique de la zone de Tissemsilt est « **IIa** » correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,20, selon la carte de zonage sismique indiquée ci-dessous. Le présent ouvrage supportant l'autoroute est classée dans le groupe d'usage **2** et satisfait les exigences de la sécurité publique et de la défense nationale.

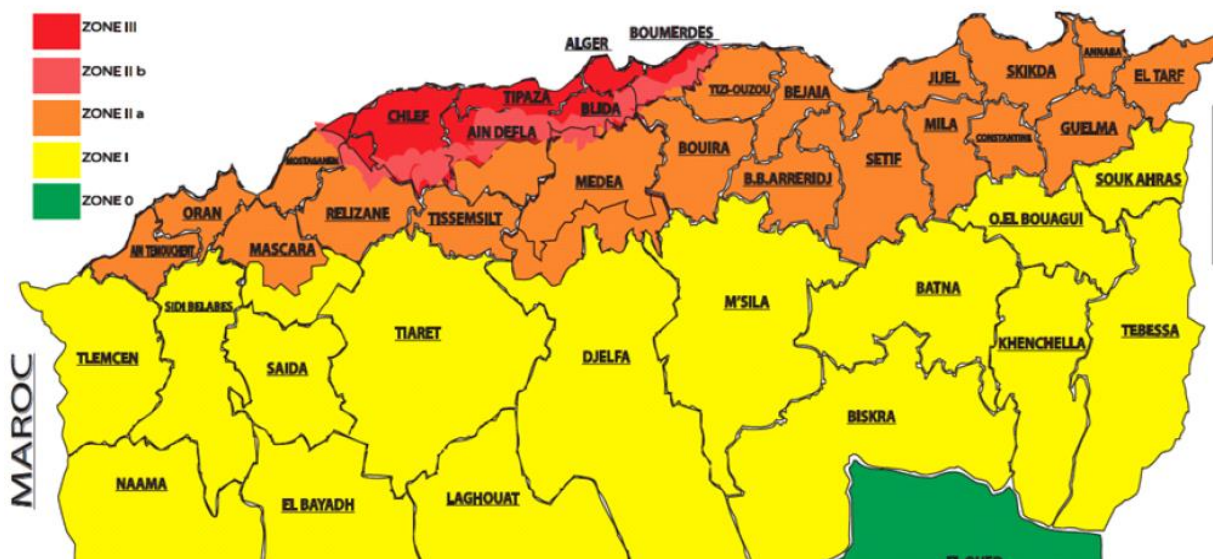


Figure II.8. Carte de zonage sismique.

Tableau II.2. Classification des ponts selon le RPOA 2008.

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	<b>Pont important</b>
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau II.3. Coefficient d'accélération de zone.

Zone sismique	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0.15	0.25	0.30	0.40
Groupe2	0.12	<b>0.20</b>	0.25	0.30
Groupe3	0.10	0.15	0.20	0.25

### II.4.2. Données fonctionnelles

Ce sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction. De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération. Le cadre du projet est donc fixé, et il n'est pas toujours possible de tant soit peu le modifier, car le coût du pont est souvent faible devant celui de l'opération. Toutefois, en site urbain ou lorsque se posent des problèmes majeurs de fondations, le choix du tracé doit impérativement tenir compte des ouvrages dont le coût relatif peut alors être exceptionnellement élevé.

#### II.4.2.1. Données relatives à la voie portée

Les caractéristiques fonctionnelles des voies portées sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

##### a) Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe n'est pas forcément l'axe de symétrie de la chaussée. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit et la géométrie de l'ouvrage à une longueur de 144.20m et une courbure d'un rayon de 1800m.

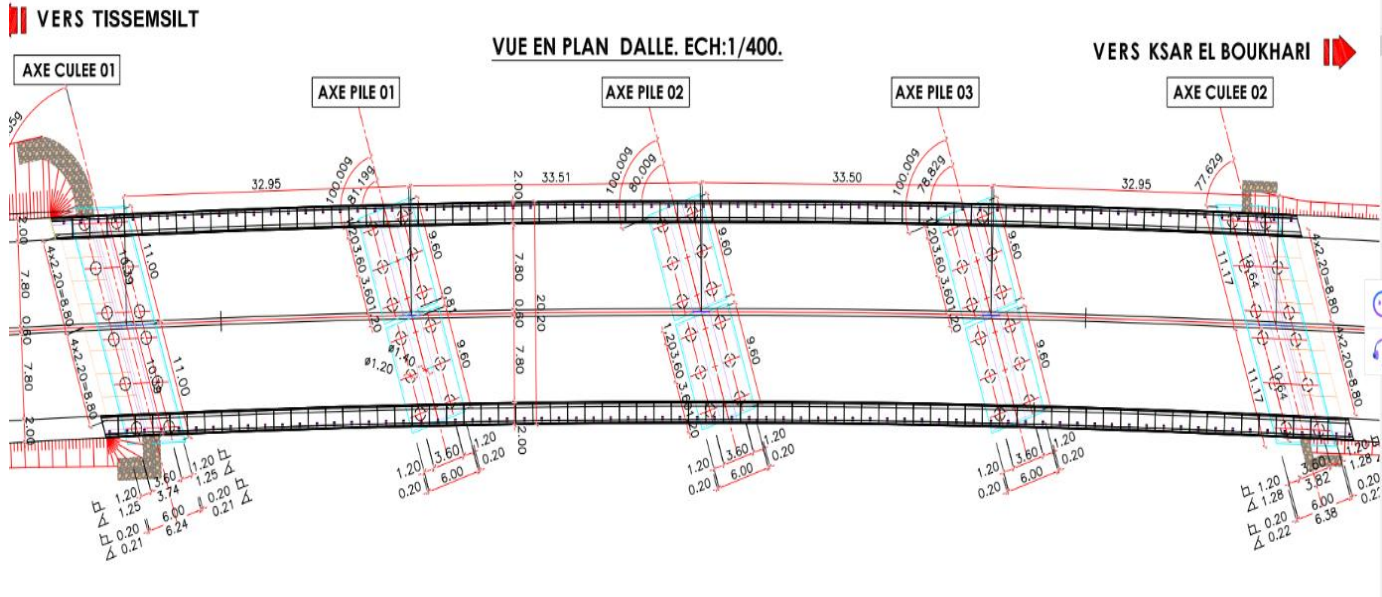


Figure II.9. Vue en plan du Viaduc.

b) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. Il traverse l'oued barda sur une longueur de 144.20 m.

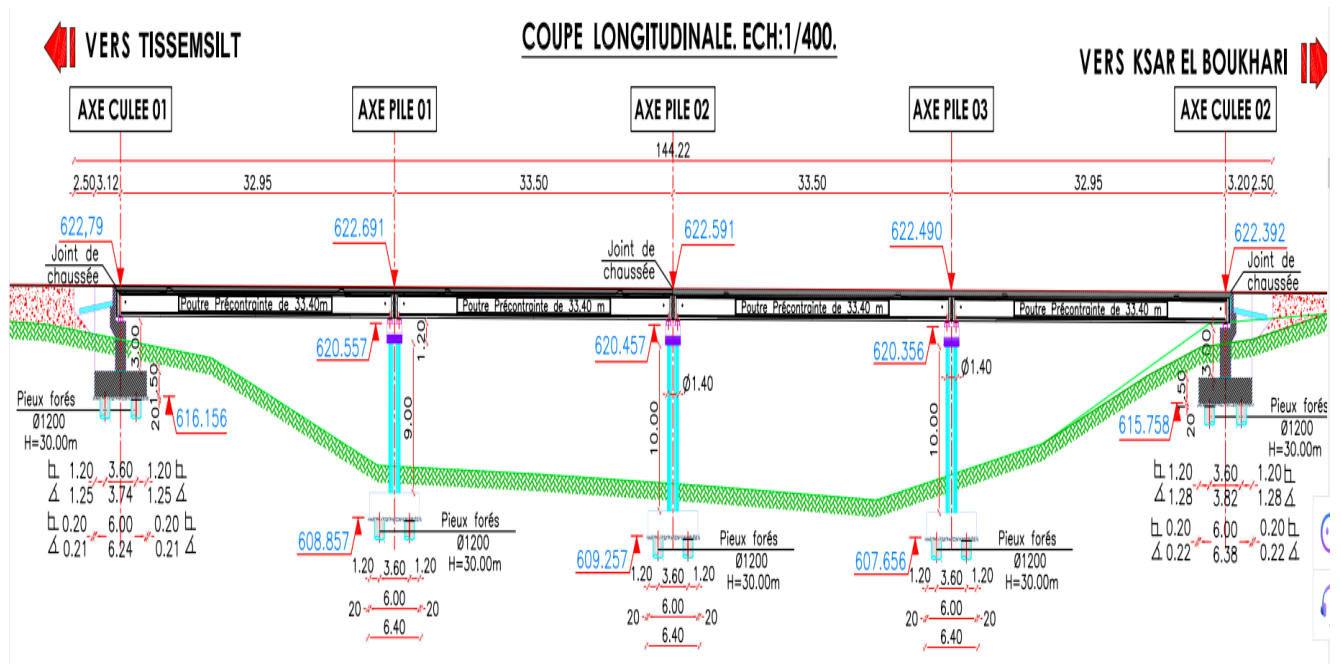


Figure II.10. Profil en long du Viaduc.

c) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voies portées par l'ouvrage, ainsi que les équipements utilisés, ces derniers sont présentés sur une coupe transversale de l'ouvrage en question.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Une largeur de 10.1 m.
- Une chaussée comporte 2 voies de circulation de 3,90m pour chacune. Une dalle en béton armé de 30 cm d'épaisseur.
- Une couche de roulement de 6cm.
- La chaussée présente un divers unique de 2,5 %.
- Sept (7) poutres préfabriquées en béton précontraint en I de 1.50 m d'hauteur, et un espacement de 1.51m.

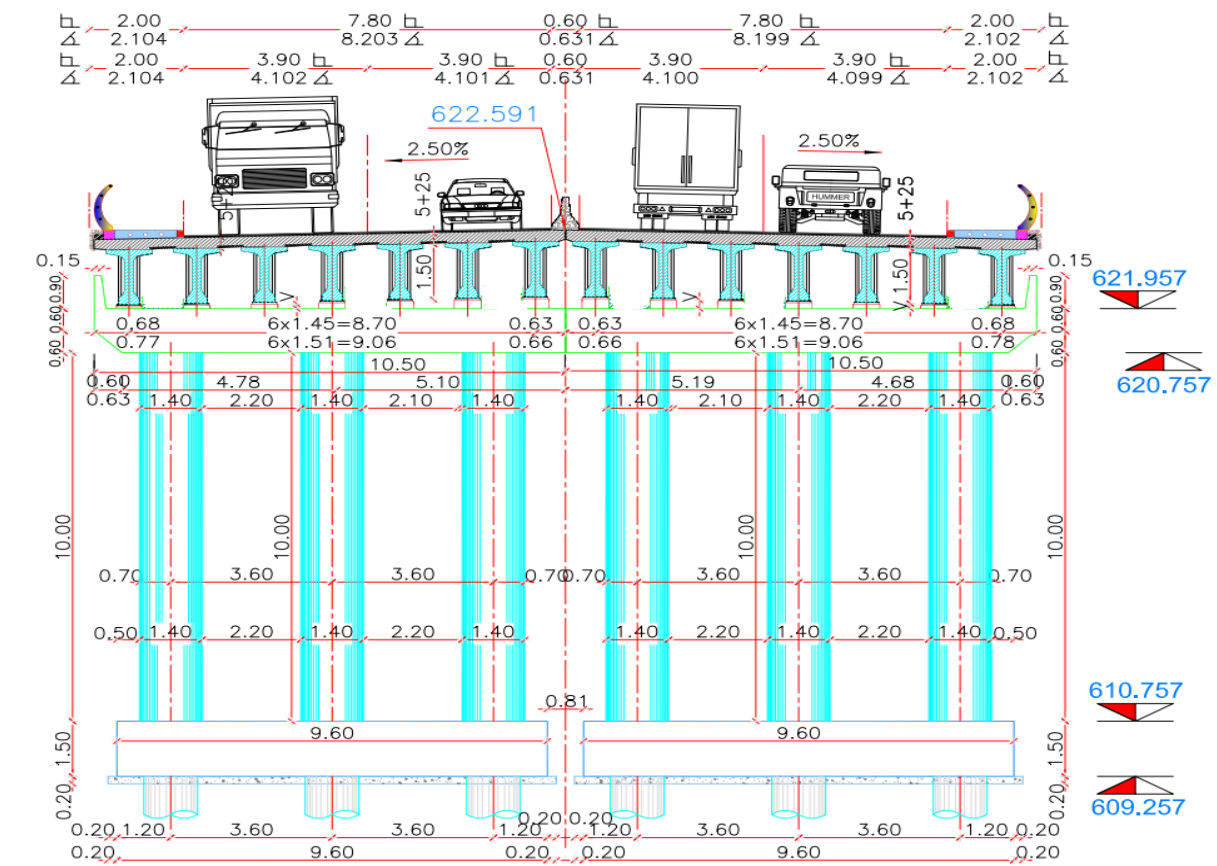


Figure II.11. Profil en travers du Viaduc.

II.4.2.2. Données relatives à l'obstacle franchir

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie.

Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

- **Le gabarit**

Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. Pour notre cas, l'ouvrage est conçu pour traverser un oued, donc l'étude du gabarit est nécessaire.

## **II.5. Conclusion**

D'après les différentes données naturelles et fonctionnelles ainsi que l'analyse multicritère, notre choix porte sur la réalisation d'un pont à poutres précontraintes préfabriquées par post-tension de 33.40m de longueur et 1.5m de hauteur, de trois (03) piles et deux (02) culées, donc un pont à quatre (04) travées.

# *Chapitre III*

## *Caractéristiques des Matériaux*

### III.1. Introduction

Pour réaliser des ouvrages d'art, en particulier les ponts à poutre précontraintes, deux matériaux essentiels sont utilisés : le béton et l'acier. Les règlements B.A.E.L91 révisé 99 et B.P.E.L91 révisé 99, utilisent les états limites : l'état limite ultime (E.L.U) et l'état limite de service (E.L.S). Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements, donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois.

### III.2. Règlements utilisés

Les principales règles utilisées dans notre calcul sont les suivantes :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites- **BAEL91 révisé99**.
- Règles **BPEL91** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites).

### III.3. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés sont : le béton, le béton précontraint, armatures passives (aciers haute adhérences), armatures actives (torons).

#### III.1. Béton

Le béton est constitué d'un mélange homogène de ciment, de sable, de gravier, d'eau, et éventuellement d'adjuvants, selon les recommandations du BAEL. Le béton utilisé pour la précontrainte est généralement similaire à celui utilisé pour le béton armé, à moins qu'il ne soit soumis à des contraintes plus élevées.

Le béton utilisé dans la construction sera conformé aux règles BAEL99, classe B30/40 le dosage est de 350 à 400kg/m<sup>3</sup>.

#### ➤ Résistance à la compression du béton

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression. La résistance caractéristique obtenue à J jours, tel que  $j < 28$ , est donnée par la formule :

$$f_{c28} = 0.685 \cdot f_{c28} \cdot \log (j+1) \text{ (MPa)}.$$

Avec :

- $F_{c28} = 40 \text{ MPa}$ , pour les culées, les piles et les pieux.
- $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , pour les poutres et la dalle.
- La masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

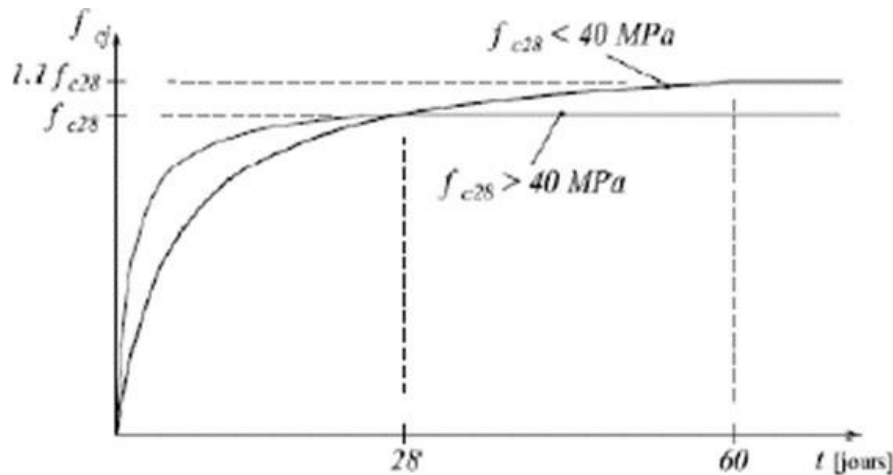


Figure III.1. Evolution de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton.

#### ➤ Résistance à la traction

La résistance à la traction joue un rôle crucial dans le comportement mécanique, notamment en ce qui concerne l'adhérence. Elle est conventionnellement définie par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression :

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

Pour notre cas :

**Tablier :**  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} = 0.6 + 0.06(30) = 2.4 \text{ MPa}$ .

**Fondation :**  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} = 0.6 + 0.06(40) = 3 \text{ MPa}$ .

#### ➤ Contrainte admissible

Nous définissons une valeur de contrainte maximale qui ne doit être dépassée en aucun point de la structure. Cette valeur est appelée contrainte admissible.

#### ❖ État limite ultime (E.L.U)

Pour les justifications à l'E.L. U, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_j}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$\theta = 1$  pour  $t > 24h$ .

$\theta = 0,9$  pour  $1h \leq t \leq 24h$

$\theta = 0,85$  pour  $t < 1h$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas durable ou transitoire.

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} \Rightarrow f_{bu} = 17 \text{ MPA.}$$

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} \Rightarrow f_{bu} = 22,66 \text{ MPA.}$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 30}{1,15} \Rightarrow f_{bu} = 22,17 \text{ MPA.}$$

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1,15} \Rightarrow f_{bu} = 29,56\text{MPa.}$$

#### ❖ État limite de service (E.L.S)

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

$\sigma_b = 0,5 f_{c28}$  ; En service.

$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$  ; En construction.

Pour le cas de notre ouvrage, on utilise la formule :  $\sigma_b = 0,6f_{c28}$ , car il est en cours de construction. On aura :

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPA.}}$  (Concernant la superstructure).

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = \mathbf{24 \text{ MPA.}}$  (Concernant l'infrastructure).

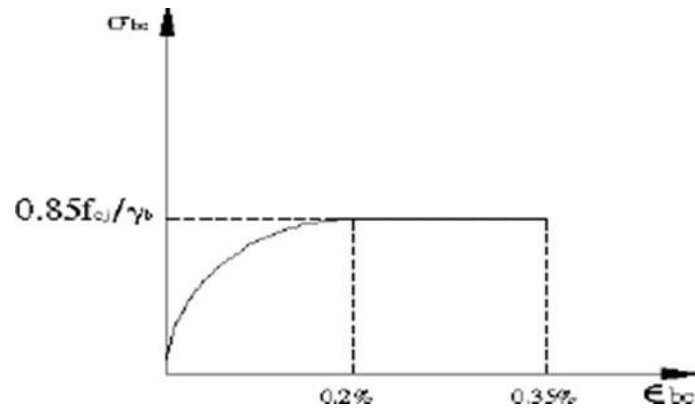


Figure III.2. Diagramme des contraintes de déformation.

### ➤ Module de déformation longitudinale du béton

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24h (telle que sur charge routière, gradient thermique...), le module de déformation instantané du béton à J jour est pris égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Donc :

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179,55 \text{ MPA.}$$

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619,47 \text{ MPA.}$$

Pour les charges de longue durée d'application (tel que poids propre, superstructures, précontrainte...), le module de déformation différée du béton à J jour est pris égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496,76 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Superstructure.}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{40} = 12653,82 \text{ MPA.} \Rightarrow \text{Infrastructure.}$$

Pour le module de déformation transversales « G », on a :

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

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson

$\nu = 0$  dans le cas béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$  dans le cas de béton non fissuré (ELS).

$$\text{Pour } V = 0 \Rightarrow G = \frac{37619,47}{2(1+0)} = 18809,74 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } V = 0,2 \Rightarrow G = \frac{37619,47}{2(1+0,2)} = 15674,78 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } V = 0 \Rightarrow G = \frac{34179,55}{2(1+0)} = 17089,78 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } V = 0,2 \Rightarrow G = \frac{34179,55}{2(1+0,2)} = 14241,48 \text{Pa}$$

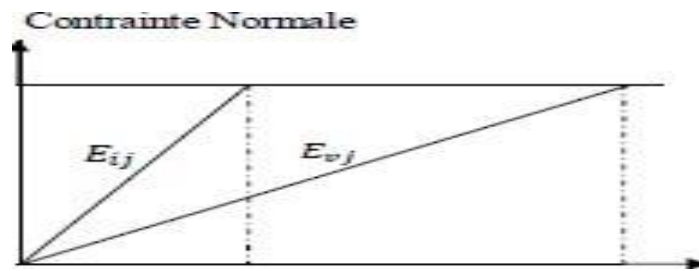


Figure III.3. Module de déformation.

### III.2. Armatures

Les armatures dans la construction sont des éléments métalliques utilisés pour renforcer la résistance et la stabilité des structures en béton armé. Elles sont souvent constituées de barres d'acier disposées selon un agencement précis pour supporter les charges et contrer les contraintes de traction. Ces armatures sont essentielles pour assurer la durabilité et la solidité des ouvrages en béton. Et il existe deux types d'aciers utilisés dans les constructions en béton précontraint :

- **Armatures passives** : sont des barres ou des treillis métalliques utilisés dans des constructions pour renforcer le béton sans subir de précontrainte. Ils sont placés dans les structures pour résister aux forces de traction et de flexion, améliorant ainsi la résistance et la durabilité de l'ouvrage en béton armé.
- **Armatures actives** : sont des éléments utilisés dans la structure de béton précontraint pour appliquer une force de tension contrôlée. Ces tendons sont généralement constitués de câbles en acier ou de barres de haute résistance et sont tendus à l'aide de vernis hydraulique ou mécanique. Cette précontrainte permet de contrebalancer les charges appliquées à la structure, améliorant ainsi sa résistance et sa durabilité.

#### ❖ Aciers passifs

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400 avec :

- La limite d'élasticité garantie :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

- Module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2.10^5$  MPa

➤ **Contrainte limite de traction**

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par :

- **A l'ELU**

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.00 \Rightarrow$  Situation accidentelle  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400$  Mpa.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Situation durable ou transitoire  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348$  Mpa.

- **A l'ELS**

Elle dépend du type de fissuration comme :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \{ 2/3 f_e; 110 \sqrt{n \times f_t 28} \}$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \{ 1/2 f_e; 90 \sqrt{n \times f_t 28} \}$

Avec :

**n = 1** : Treillis soudés et ronds lisses.

**n = 1,6** : Aciers à haute adhérence.

Pour le cas de notre ouvrage on utilise la formule de la fissuration préjudiciable avec des aciers à haute adhérence, donc :

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 3} \} = \min \{ 266,67, 241 \} = 241 \text{ MPA}$$

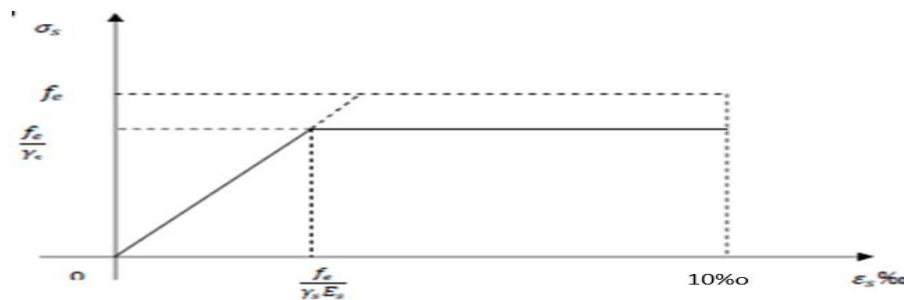


Figure III.4. Diagramme de déformation des contraintes pour les aciers passifs.

❖ **Aciers précontraint (actifs)**

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons T12.5 (1860TBR).

Limite de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860$  MPa.

Limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1656$  MPa.

Module d'élasticité :  $E_s = 190000$ MPa.

Section :  $A = 96$ mm<sup>2</sup>.

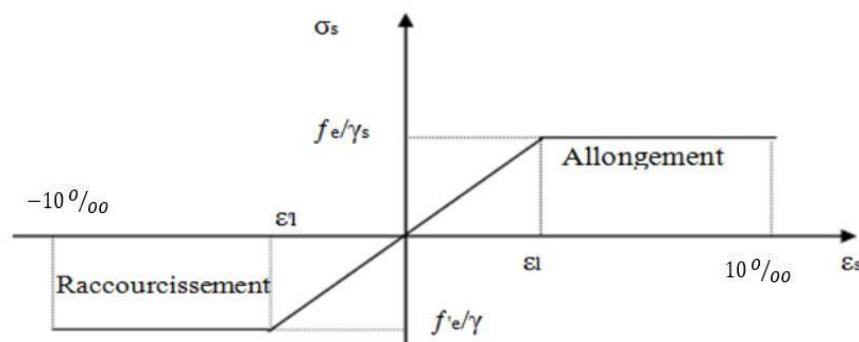
Les aciers ont une très basse relaxation TBR  $\Rightarrow \rho_{1000} = 2.5$  %.

➤ **Pour le calcul des pertes de précontrainte**

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.05$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0.002$

Les aciers ont une très basse relaxation TBR  $\Rightarrow \rho_{1000} = 2.5$  % /  $\mu_0 = 0.4$



**Figure III.5.** Diagramme de déformation des contraintes pour les aciers actifs.

### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre une focalisation sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérences », armatures actives « torons »), sont utilisés pour l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques telles que la résistance à la compression, la résistance de traction...etc.

# *Chapitre IV*

## *Prédimensionnement du Tablier*

## IV.1. Introduction

Pour les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres le tablier constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (corniche, dispositif de retenue...etc.). Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments constitutifs du tablier. Les tabliers des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres en béton précontraintes par posttension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé. Le hourdis peut être coulé entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire), ou par-dessus les tables (hourdis général). Le type du tablier de notre viaduc est un tablier avec des poutres multiples en béton précontraint (BP) par posttension avec des entretoises d'about, les éléments constituant le tablier sont :

- Les éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises).
- Les équipements (corniche, dispositif de retenue, etc.).

## IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale du pont  $L = 144.22$  m composé de 04 travées indépendants de 33.40 m de longueur.
- La portée des poutres  $L = 33.40$  m.
- La largeur totale du tablier  $L = 10.10$  m.
- La largeur rouable  $L_r = 7.80$  m.
- La largeur chargeable  $L_c = 7.80$  m.
- Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations :  $n = L_r / 3 = 2$  voies.
- La largeur d'une voies  $v = L_c / n = 3,90$  m.
- Classe du pont 1 ère classe,  $L_R \geq 7$ m.

## IV.3 Pré dimensionnement de la poutre

### a) Définition

Une poutre est un élément structurel allongé en bois, en métal ou en béton, qui a une section constante dans sa partie courante. Cependant, des adaptations géométriques peuvent être

nécessaires, telles que des épaisissements dans les âmes près des appuis, pour résister à l'effort tranchant et des renforcements dans la zone d'about, pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte. Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 m, ceux qui veut dire que c'est compatible pour notre ouvrage.

Le pré dimensionnement est fait selon le document « SETRA ».

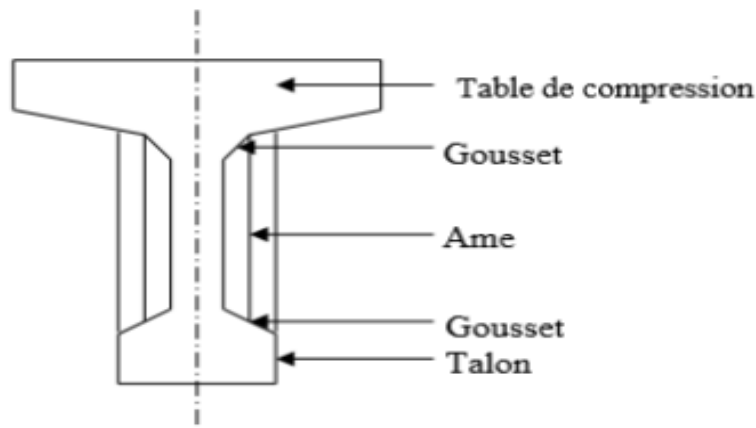


Figure IV.1. Coupe transversale d'une poutre.

#### b) Hauteur de la poutre ( $H_t$ )

La hauteur des poutres est un paramètre important puisque :

- Si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, il y a le risque de présenter une trop grande prise au vent.
- La réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

Le dimensionnement des poutres est déterminé selon les recommandations de SETRA, d'où la hauteur des poutres dont la portée est supérieure à 20m est donnée à partir de l'élancement par la formule suivante :

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{18}$$

Avec :

$L$  : la longueur d'une travée = 33.40 m.

$H_t$  : la hauteur des poutres.

Donc :  $1.47 \leq H_t \leq 2.17$

On prend :  $H_t = 1.50\text{m}$

**c) Espacement entre axes des poutres ( $\lambda$ )**

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres avec talon, l'épaisseur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous conserve la possibilité de faire le choix entre 1,5 et 2.5m d'espacement entre axes des poutres. Pour notre cas on a fixé un espacement de :  $\lambda = 1.51\text{m}$ .

**d) Nombre des poutres N**

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{L_t}{\lambda} + 1 \quad \text{Avec : } L_t : \text{ la largeur du tablier. } \lambda : \text{ Espacement}$$

$$N = \frac{10.1}{1.51} + 1 = 7 \text{ poutres.}$$

**e) Epaisseur de l'âme  $b_0$** 

Elle est dimensionnée en fonction du respect des conditions suivantes :

- La résistance à l'effort tranchant.
- Condition de bétonnage et éventuellement la vibration.
- Enrobage convenable des armatures de précontrainte.
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre.

**❖ Section d'about**

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre le placement des ancrages des câbles convenablement.

$$\text{On fixe : } b_0 = 47\text{cm.}$$

**❖ Section intermédiaire**

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme.

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

$$\text{On fixe : } b_0 = 35\text{cm}$$

**❖ Section médiane**

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton.

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

On fixe :  $b_0 = 21\text{cm}$

**f) Table de compression****❖ Largeur de la table de compression (b)**

La largeur de la table de compression est donnée :

$$0.9 \leq b \leq 1.05$$

On fixe alors :  $b = 1,03 \text{ m}$

**❖ Epaisseur de la table de compression (e)**

Nous allons utiliser des poutres avec une hauteur de 1.5 m et un espacement entre leurs axes de 1,51 m, ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compression, son épaisseur est de :

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

On fixe alors :

$$e = 11\text{cm}$$

**g) Talon**

Les talons des poutres constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobages et d'espacement.

**❖ Largeur du talon ( $b_t$ )**

Elle est donnée par :

$$40\text{cm} \leq b_t \leq 70\text{cm}$$

On fixe :

$$b_t = 47\text{cm}$$

❖ **Epaisseur du talon ( $e_t$ )**

Il est donné par :

$$10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$$

On fixe :  $e_t = 15\text{cm}$

**h) Goussets**

Ce gousset doit avoir une pente importante pour assurer un bon bétonnage, cette pente est donnée par l'expression suivante :

$$1 \leq \text{tg } \varphi = \frac{2 - h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

$h_g$  : Hauteur de gousset.  $b_t$  : Largeur du talon , et :  $b_t = 47\text{ cm}$ .

• **Pour la poutre intermédiaire**

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

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

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

On aura :

$$6 \leq h_g \leq 9$$

Donc on prend :  $h_g = 9\text{ cm}$

• **Pour la poutre médiane**

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

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

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

On aura :

$$13 \leq h_g \leq 20$$

Donc :

On prend  $h_g = 20\text{cm}$

#### IV.4. Pré dimensionnement de la dalle (l'hourdis)

##### a) Définition

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. La dalle peut être coulé sur place, ou préfabriqué, le coulage sur place est le procédé fréquemment utilisé. La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

##### ❖ Hourdis intermédiaire

C'est une dalle coulée entre les poutres dans le prolongement des tables de compression.

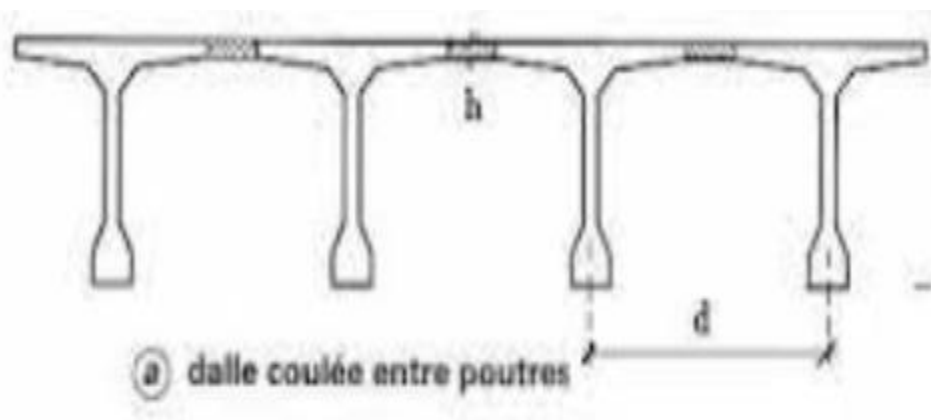


Figure IV.2. Hourdis intermédiaire.

##### ❖ Hourdis général

C'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de ballettes en mortier de fibres ou en béton armé.



Figure IV.3. Hourdis général.

Dans notre cas le type de hourdis utilisé est l'hourdis général.

L'épaisseur de l'hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale de l'hourdis liée à l'espacement entre axe des poutres.
- Non existence d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

**b) Largeur de la dalle ( $l_a$ )**

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

On a :  $l_a = 10.1 \text{ m}$

**c) Longueur de la dalle ( $L_d$ )**

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

On a :  $L_d = 33.40\text{m}$

**d) Epaisseur de la dalle ( $e_a$ )**

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux. L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m. Pour le cas de notre ouvrage on a opté pour une dalle de **30m** d'épaisseur.  $e_a = 30\text{m}$

## IV.5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

### IV.5.1. Définitions

- **Section brute**

Elle résulte le plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs encrages. Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

- **Section nette**

Elle est obtenue par la soustraction, de la section brute, des vides longitudinaux et transversaux comme les trous et les conduits.

### IV.5.2. Notations 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 considéré 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 :  $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$

Pour une section rectangulaire :  $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$

$h$  : 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 avec :  $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

$\rho$  : 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 :

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

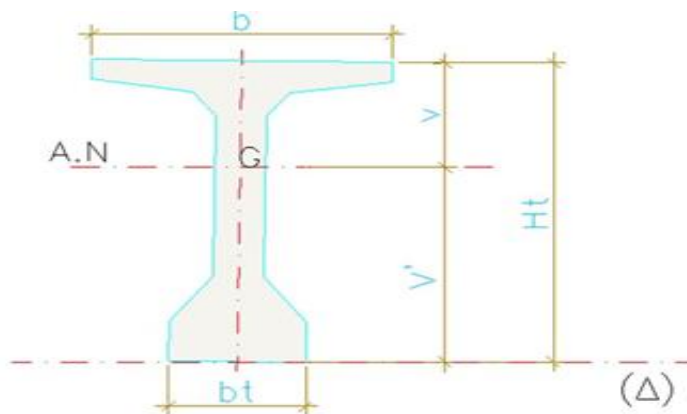
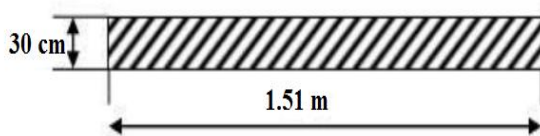
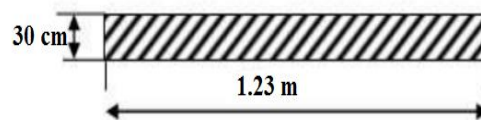


Figure IV.4. Notations utilisées.



Section du hourdis revenant  
aux poutres intermédiaires.



Section du hourdis revenant  
aux poutres de rives.

Figures IV.5. Sections du hourdis.

IV.5.3. Caractéristiques géométriques des sections des poutres

IV.5.3.1. Poutres sans hourdis

❖ Section d'about

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

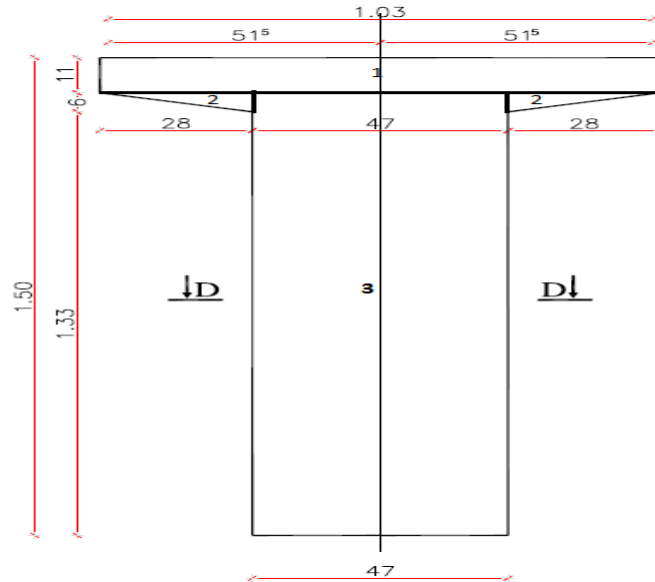


Figure IV.6. Section d'about de la poutre d'about sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont présentées dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ=B×Z (cm <sup>3</sup> )	I0(cm <sup>4</sup> )	IΔ=I0+B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	1133	144.5	163718.5	11424.42	23668747.7
2	28	6	168	136	22848	336	3107664
3	47	139	6533	69.5	454043.5	10518674.42	42074697.67
<b>Totale</b>			7834		640610	10530434.8	68851109.4

IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
16466481.9	81.7730406	68.2269594	2101.92518	0.38 = 38%

❖ Section intermédiaire

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

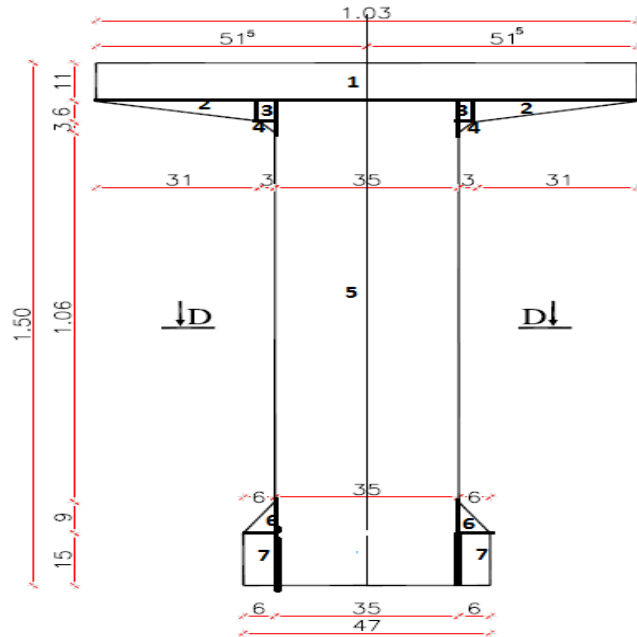


Figure IV.7. Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section d’about sans hourdis sont présentées dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.2. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire 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>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	1133	144.5	163718.5	11424.42	23668747.7
2*2	31	6	186	136	25296	372	3440628
3*2	3	6	36	136	4896	108	665964
4*2	3	3	18	131.5	2367	4.5	311265
5	35	139	4865	69.5	338117.5	7833055.417	31332221.7
6*2	6	9	54	19.5	1053	243	20776.5
7*2	6	15	180	7.5	1350	3375	13500
Totale			6472		536798	7848582.34	59453102.9

IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	P (%)
14930220.8	82.9415946	67.0584054	2306.89443	0.41 = 41%

❖ Section médiane

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

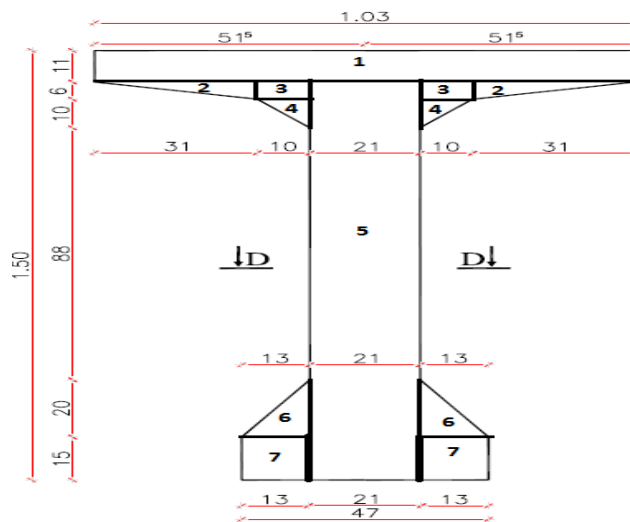


Figure IV.8. Section médiane de la poutre.

Les caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont présentées dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> =B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>A</sub> =I <sub>0</sub> +B×Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	1133	144.5	163718.5	11424.4167	23668747.7
2*2	31	6	186	136	25296	372	3440628
3*2rectag	10	6	120	136	16320	360	2219880
4*2	10	10	100	128	12800	555.555556	1638677.778
5	21	139	2919	69.5	202870.5	4699833.25	18799333
6*2	13	20	260	25	6500	5777.77778	168277.778
7*2	13	15	390	7.5	2925	7312.5	29250
Totale			5108		430430	4725635.5	49964794.3

IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	P (%)
13694241.3	84.2658575	65.7341425	2680.93996	0.48 = 0.48%

IV.5.3.2. Poutres avec hourdis (dalle de 30cm)

❖ Poutre intermédiaire

Les caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis sont présentées dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.

	Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ(cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section d'about	Poutre		7834		640610	10530434.8	68851109.4
	Hourdis	151*30	4530	165	747450	339750	123669000
	Poutre +hourdis		12364		1388060	10870184.8	192520109
Section intermédiaire	Poutre		6472		536798	7848582.34	59453102.9
	Hourdis	151*30	4530	165	747450	339750	123669000
	Poutre +hourdis		11002		1284248	8188332.34	183122103
Section médiane	Poutre		5108		430430	4725635.5	49964794.3
	Hourdis	151*30	4530	165	747450	339750	123669000
	Poutre +hourdis		9638		1177880	5065385.5	173633794

	IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ
Section d'about	36687808.5	112.266257	67.733743	2967.309	0.39 = 39%
Section intermédiaire	33213638.6	116.728595	63.271405	3018.87281	0.41 = 41%
Section médiane	29682632.5	122.212077	57.787923	3079.75021	0.44 = 44%

❖ Poutre de rive

Tableau IV.5. Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis.

/	Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ(cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section d'about	<b>Poutre</b>		7834		640610	10530434.8	68851109.4
	<b>Hourdis</b>	123*30	3690	165	608850	276750	108087750
	<b>Poutre +hourdis</b>		11524		1249460	10807184.8	176938859
Section intermédiaire	<b>Poutre</b>		6472		536798	7848582.34	59453102.9
	<b>Hourdis</b>	123*30	3690	165	608850	276750	108087750
	<b>Poutre +hourdis</b>		10162		1145648	8125332.34	167540853
Section Médiane	<b>Poutre</b>		5108		430430	4725635.5	49964794.3
	<b>Hourdis</b>	123*30	3690	165	608850	276750	108087750
	<b>Poutre +hourdis</b>		8798		1039280	5002385.5	158052544

	IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ
Section d'about	41469378.65	108.4224228	71.5775772	3598.522965	0.46 = 46%
Section intermédiaire	38382287.77	112.7384373	67.2615627	3777.040717	0.50 = 50%
Section médiane	35285674.44	118.126847	61.873153	4010.6447243	0.55 = 55%

#### IV.5.4. Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes, en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance, même s'ils seront remplis avec mortier injecté. Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire.

- $B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\%B(\text{brute}) = 95\% B(\text{brute})$ .
- $S_{\Delta}(\text{nette}) = S_{\Delta}(\text{brute}) - 8\% S_{\Delta}(\text{brute}) = 92\% S_{\Delta}(\text{brute})$ .
- $I_{\Delta}(\text{nette}) = I_{\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{\Delta}(\text{brute}) = 90\% I_{\Delta}(\text{brute})$ .

##### ❖ Poutre seule

Les caractéristiques géométriques des sections nettes de rive et inter médiane sont :

**Tableau IV.6.** Sections géométriques nettes.

/	About	Intermédiaire	Médiane
$B(\text{cm}^2)$	7442.3	6139.85	4852.6
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	589361.2	492765.34	395995.6
$I_G(\text{cm}^4)$	14819682.5	13416226.8	12318597.1
$V'(\text{cm})$	79.190734	80.256902	81.6048304
$V(\text{cm})$	70.809266	69.743098	68.3951696
$r^2(\text{cm}^2)$	1991.27723	2185.10661	2538.55605
$\rho(\%)$	36 %	39 %	45 %

##### ❖ Poutre + hourdis

Les caractéristiques géométriques des sections nettes d'inter médiane et de rive sont :

Tableau IV.7. Sections géométriques des sections nettes d'intermédiaire et de rive.

/	About	inter méd	Médiane /	About	inter méd	Médiane
$B(\text{cm}^2)$	11745.8	10443.35	9156.1 /	10947.8	9645.35	8358.1
$S_{\Delta}(\text{cm}^3)$	1277015.2	1180419.34	1083649.6/	1149503.2	1052907.34	956137.6
$I_G(\text{cm}^4)$	33018876.5	29888659.4	26708149.4/	37322289.5	34539358.7	31750887.1
$V'(\text{cm})$	108.721007	113.030717	118.352748/	104.998557	109.16217	114.396526
$V(\text{cm})$	71.278993	66.969283	61.647252 /	75.001443	70.83783	65.603474
$r^2(\text{cm}^2)$	2811.12198	2861.98006	2916.97878/	3409.1132	3580.93368	3798.81637
$\rho(\%)$	36 %	38 %	40 % /	43 %	46 %	51 %

## IV.6 Conclusion

Les caractéristiques géométriques des poutres, ainsi que les caractéristiques géométriques de leurs différentes sections avec ou sans hourdis sont bien présentées. Nous avons examiné comment les différentes formes et dimensions des poutres sans et avec hourdis, peuvent influencer leur capacité à résister aux charges appliquées. Cela nous permettra de sélectionner les sections les plus appropriées pour nos éléments structurels afin de garantir la stabilité et la fiabilité de notre ouvrage.

# *Chapitre V*

## *Calcul des Charges et Surcharges*

## V.1. Introduction

Dans ce chapitre, on procède au calcul des charges et surcharges prévues d'être supportées, car il a une fonction porteuse. Les charges appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

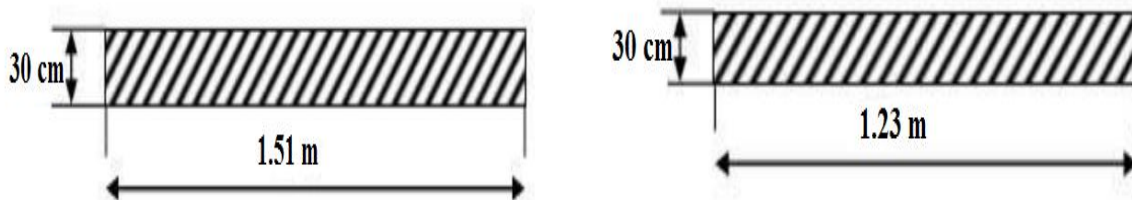
L'ouvrage doit être résisté ou effort appliqué qui sont les suivantes :

- Les charges permanentes (cp) et (ccp).
- Les surcharges routières (charges d'exploitation).
- Les surcharges sur trottoir.

## V.2. Calcul des charges permanentes

Cette partie englobe toutes les charges qui demeurent constantes tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

### V.2.1. Poids de la poutre



Figures V.1. La poutre intermédiaire et la poutre de rive.

D'après nos calculs précédents on a :

$S_1 = 7834 \text{ cm}^2$  ---- (Section d'about).

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

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

- Demi-différence de l'âme

$$a_1 = \frac{47-35}{2} = 6 \text{ cm.}$$

/

$$a_2 = \frac{35-21}{2} = 7 \text{ cm.}$$

❖ Section d'about ( $L_1$ )

La section d'about d'après CALGARO les abouts des poutres présentent généralement un débord de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui. On peut écrire que :

$$L_1 \cong L_n + 1.20 \text{ m}$$

$L_n$  : C'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre, pour le cas de notre ouvrage on a pris  $L_n = 0.5 \text{ m}$

Donc :

$$L_1 \cong 0.50 + 1.20 = 1.70 \text{ m}$$

❖ Section intermédiaire ( $L_2$ )

On a :

$$2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{\text{total}} - 2(L_1 + a_1)$$

$$33.4 - 2(1.70 + 0.06) = 29.88 \text{ m} \quad \text{Avec } 0.06 = a_1$$

$$L' = 29.88 \text{ m}$$

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

$$L_2 = \frac{L'}{4} \Rightarrow L_2 = \frac{29.88}{4}$$

Donc :

$$L_2 = 7.47 \text{ m}$$

❖ Section médiane ( $L_3$ )

On a :

$$2(L_2 + a_1) + L_3 = L' \Rightarrow L_3 = L' - 2(L_2 + a_2)$$

$$L_3 = 29.88 - 2(7.47 + 0.07)$$

Donc :

$$L_3 = 14.8 \text{ m}$$

D'où :  $L_1 = 1.70 \text{ m}$  ;  $L_2 = 7.47 \text{ m}$  ;  $L_3 = 14.8 \text{ m}$

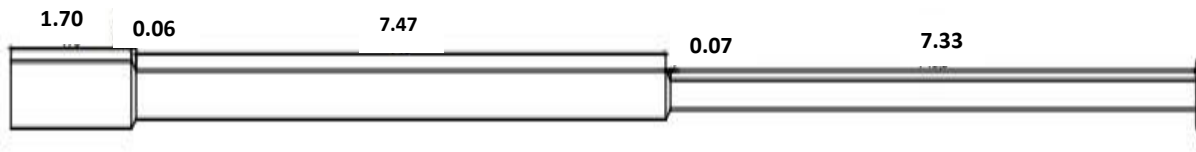


Figure V.2. La longueur de la poutre.

❖ **Section équivalente de la poutre**

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[ 2 \times \left( L1 \times S1 + \frac{S1+S2}{2} \times a1 \right) + 2 \times \left( L2 \times S2 + \frac{S2+S3}{2} \times a2 \right) + L3 \times S3 \right]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33.4} \left[ 2 \times \left( 1.70 \times 0.7834 + \frac{0.7834+0.6463}{2} \times 0.06 \right) + 2 \times \left( 7.47 \times 0.6463 + \right. \right.$$

$$\left. \frac{0.6463+0.5108}{2} \times 0.07 \right) + 14.8 \times 0.5108 \left. \right]$$

$$S_{eq} = 0.6 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre de la poutre**

$$P_p = \gamma_b \cdot S_{eq} = 2,5 \times 0.6 = 1.5 \text{ t/ml}$$

$$P_p = 1.5 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids de toutes les poutres**

$$P_{PT} = 7 \times 1.5 = 10.5 \text{ t/ml}$$

$$P_{PT} = 10.5 \text{ t/ml}$$

### V.2.2 Poids de la dalle

On a une dalle de 30cm d'épaisseur.

➤ **Poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire**

$$P_i = 0.30 \times 1.51 \times 2.5 \times 1 = 1.1325 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids de la dalle qui revient à la poutre de rive**

$$P_r = 0.30 \times 1.23 \times 2.5 \times 1 = 0.9225 \text{ t/ml}$$

➤ **Poids propre de la dalle  $P_d$**

$$P_d = (5 \times p_i) + (2 \times p_r)$$

$$P_d = (5 \times 1.1325) + (2 \times 0.9225) = 7.5 \text{ t/ml}$$

Donc :

$C_p$  : La charge permanente.

$$C_p = P_p + P_d$$

$$C_p = 10.5 + 7.5$$

$$C_p = 18 \text{ t/ml}$$

### V.3. Calcul de la charge complémentaire permanente (CCP)

- Corniche.
- Trottoirs.
- Garde-corps.
- Glissière de sécurité.
- Le revêtement.

#### V.3.1. Corniche

Elle est schématisée sur la figure ci-dessous :

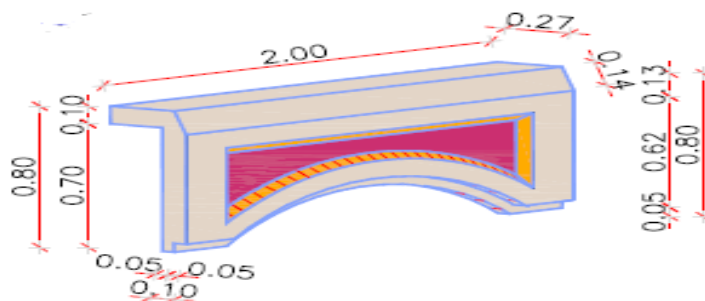


Figure V.3. Vue sur la corniche.

On a :

$$P_{\text{corniche}} = \gamma b \times L \times S$$

Avec :

$S$  : la surface de la corniche.

$$S = (0.05 \times 0.05) + (0.62 \times 0.10) + \left( \frac{0.06 \times 0.14}{2} \right) + (0.27 \times 0.10) = 0.0957 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{corniche}} = 2.5 \times 1 \times 0.0957$$

Donc :  $P_{\text{corniche}} = 0.24 \text{ t/ml}$

### V.3.2. Trottoirs

On a :  $P_{\text{trottoir}} = A_{\text{trottoir}} \times \gamma_b$

$$P_{\text{trottoir}} = 0.30 \times 2.5$$

$P_{\text{trottoir}} = 0.75 \text{ t/ml}$

Le poids du trottoir est de **0.75t/ml**.

### V.3.3. Garde-corps

Le poids du garde-corps est de **0.1t/ml**.

$$P_{\text{Gc}} = 0.1 \text{ t/ml}$$

### V.3.4. Glissière en béton armé

Le poids de la glissière de sécurité en béton armée qui se trouve au milieu du pont est de **0.36t/ml**, mais vu qu'on étudiera qu'une seule travée donc on aura son poids égal à **0.18t/ml**.

$$P_{\text{GBA}} = 0.18 \text{ t/ml}$$

### V.3.5. Poids de la chaussée

La chaussée est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8cm d'épaisseur de densité  $2,2 \text{ t/m}^3$ , et de couche d'étanchéité d'épaisseur 2 cm et de densité  $2,2 \text{ t/m}^3$ .

- **Revêtement bitumineux**

$$2,2 \times 0,08 \times 7.80 = 1.37 \text{ t/ml}$$

- **Chape d'étanchéité**

$$2,2 \times 0,02 \times 7.80 = 0.34 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$P_{\text{chaussé}} = 0,34 + 1.37 = 1.71 \text{ t/ml}$$

Au final on aura :

$$CCP = P_{\text{corniche}} + P_{\text{trottoir}} + P_{\text{GC}} + P_{\text{GBA}} + P_{\text{Chaussé}}$$

$$CCP = 0.24 + 0.75 + 0.1 + 0.18 + 1.71$$

$$CCP = 2.98 \text{ t/ml}$$

Et le poids total du tablier égal à :

$$P_{\text{tab}} = C_p + C_{cp}$$

$$P_{\text{tab}} = 18 + 2.98$$

$$P_{\text{tab}} = \mathbf{20.98 \text{ t/ml}}$$

$$G_{\text{total}} = (20.98 \times 33.4) = \mathbf{700.73 \text{ t}}$$

#### V.4. Calcul des surcharges routières (charges d'exploitation)

Selon le RCPR on distingue plusieurs systèmes d'exploitation :

- La surcharge de type A(l).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convois D240.
- Les surcharges sur trottoirs.
- **Largeur roulable (Lr)** : La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordure.

Pour le cas de notre ouvrage :  $L_r = 7,80\text{m}$ .

- **Largeur chargeable (Lc)** : La largeur chargeable d'un ouvrage, notamment d'un pont, fait référence à la portion de la surface disponible qui peut être utilisée pour supporter la charge des véhicules circulant sur la structure.

Pour le cas de notre ouvrage :  $L_c = 7,80 \text{ m}$ .

- **Classe du pont** : Les ponts routes sont rangés en 3 classes en fonction de la largeur roulable  $L_r$  et de leur destination, comme indiqué sur le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1.** Les différentes classes du pont.

Classe du pont	Largeur roulable $L_r$
<b>1<sup>ere</sup> classe</b>	$L_r \geq 7\text{m}$
<b>2<sup>eme</sup> classe</b>	$5.5\text{m} \leq L_r \leq 7\text{m}$
<b>3<sup>eme</sup> classe</b>	$L_r \leq 5.5\text{m}$

Dans notre cas où :

$L_r = 7,80\text{m} > 7\text{m}$  le pont est de classe 1.

- **Nombre de voie** : D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

On a :

$$Lc = 7,3 \text{ m}$$

$$n = \frac{Lc}{3} = \frac{7,3}{3} = 2,43$$

Donc :

**On a 2 voies de circulation.**

- **Largeur de la voie**

$$V = \frac{Lc}{n} = \frac{7,3}{2} = 3,65 \text{ m}$$

Donc :

**On a 2 voies de circulation de 3.65m chacune.**

#### V.4.1. Système de charge A(l)

La surcharge A(l) désigne une catégorie spécifique de charge additionnelle appliquée à une structure, généralement un pont, dans le cadre des normes de conception et de sécurité. Cette surcharge est souvent définie en fonction du type de véhicule et de la nature de la circulation prévue sur la structure. Elle représente un poids supplémentaire temporaire que le pont doit pouvoir supporter sans compromettre sa stabilité ou sa sécurité.

Avec :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

Avec :

L : la portée qui est de 33.4m.

On aura :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{33.4+12} = 1022.95154 \text{ Kg/m}^2 = \mathbf{1.02 \text{ t/m}^2}$$

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés, A(l) multiplié par un **coefficient (a<sub>1</sub>)** donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Les valeurs de coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Classe du pont	Nombre de voies chargés				
	1	2	3	4	5
<b>1<sup>ère</sup> classe</b>	1	1	0.9	0.75	0.75
<b>2<sup>ème</sup> classe</b>	1	0.9	/	/	/
<b>3<sup>ème</sup> classe</b>	0.9	0.8	/	/	/

Pour notre cas  $a_1 = 1$

- Coefficient de ( $a_2$ )

On a : Un pont de 1<sup>ère</sup> classe

D'autre part,  $A(l)$  est multiplier par un autre coefficient ( $a_2$ ) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$V_0 = 3,5$  selon le tableau suivant :

**Tableau V.3.** Les valeurs de  $V_0$ .

Classe du pont	Largeur d'une voie
<b>1<sup>ère</sup> classe</b>	3,5m
<b>2<sup>ème</sup> classe</b>	3m
<b>3<sup>ème</sup> classe</b>	2,75m

Donc on aura :

$$a_2 = \frac{3,5}{3,65} \qquad a_2 = 0,96$$

#### ✚ Valeur de A en fonction de voies chargées (n)

- Cas d'une voie chargée :  $A = a_1 \times a_2 \times A(l) = 1 \times 0,96 \times 1,02 = 0,98 \text{ t/m}^2$ .
- Cas de deux voies chargées :  $A = a_1 \times a_2 \times A(l) \times n = 1 \times 0,96 \times 1,02 \times 2 = \mathbf{1,96 \text{ t/m}^2}$ .

Ces valeurs tiennent compte de la majoration pour effets dynamiques.

### V.4.2. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous-système Bc : se compose de camions de (30T).

- Sous-système Bt : se compose de tandems de (32T).
- Sous-système Br : se compose d'une roue isolée de (10T).

#### V.4.2.1. Surcharge Bc

Une file de système Bc se compose de deux camions de 30t disposée l'un après l'autre :

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

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné dans le tableau suivant :

**Tableau V.4.** Les valeurs du coefficient  $b_c$ .

Classe du pont	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1 <sup>ère</sup> classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 <sup>ème</sup> classe	1	1	/	/	/
3 <sup>ème</sup> classe	1	0.8	/	/	/

Concernant notre ouvrage on a un coefficient  $b_c = 1.1$ .

Un camion type du système  $b_c$  comporte trois essieux, tous à roues simples.

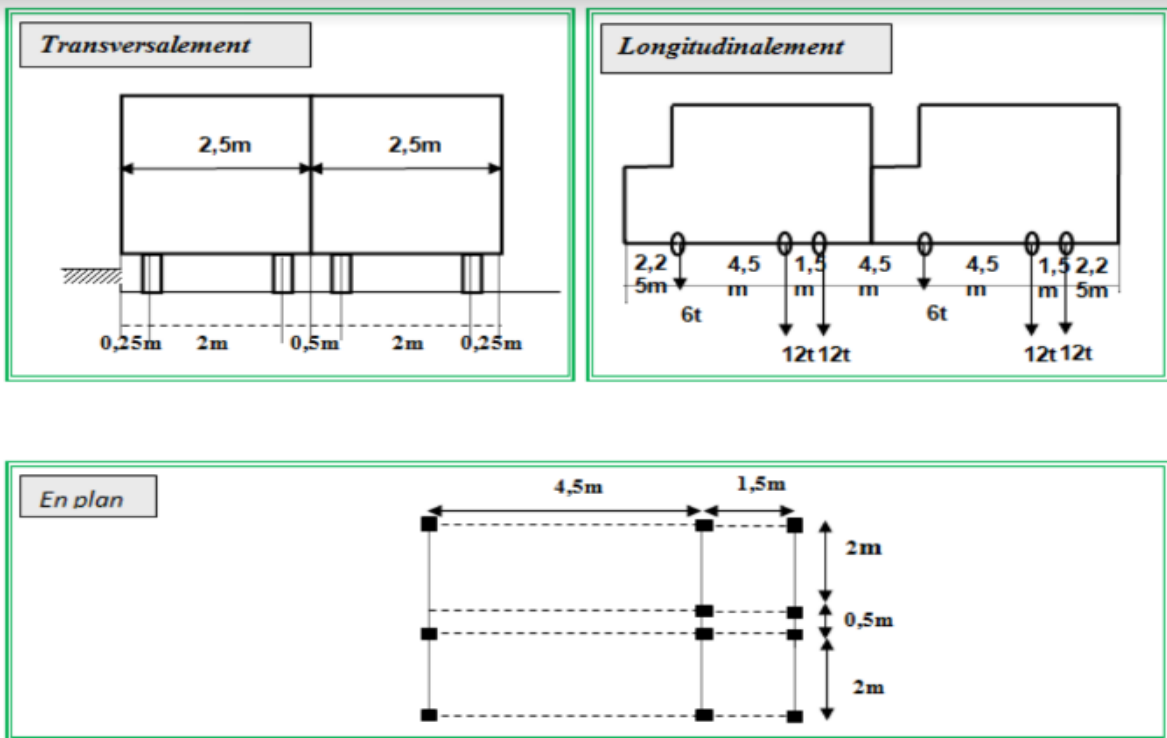


Figure V.4. Représentation du système Bc.

Un essieu avant de 6 t.

Deux essieux arrière de 12t chacun.

Et multiplier par un coefficient de majoration dynamique  $\delta_c$  donné par :

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

Avec :

L : La portée de la travée. L=33,40m

G : La charge permanente, G= 700.73t

S: La surcharge maximal.

$$S = \max \{Bc \times bc \times n \times 2 ; Bt \times bt \times n \times 2 ; Br\}$$

$$S = \max \{30 \times 1.1 \times 2 \times 2 ; 16 \times 1 \times 2 \times 2 ; 10\}$$

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

$$\text{Alors : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4\frac{700,73}{132}} = 1,08$$

- **Pour une file chargée**

$$bc = 1,20t = 1,07.$$

Charge portée par l'essieu avant :  $6 \times 1,2 \times 1,08 = 7,776t$ .

Charge portée par chacun des essieux arrière :  $12 \times 1,2 \times 1,08 = 15,552t$ .

- **Pour deux files Chargée**

$$bc = 1,10t = 1,08.$$

Charge portée par l'essieu avant :  $12 \times 1,1 \times 1,08 = 14,256t$ .

Charge portée par chacun des essieux arrière :  $24 \times 1,1 \times 1,08 = 28,512t$ .

**Tableau V.5.** Les charges Bc par voies.

Nombre de voie chargée	Bc	Charge par essieu (t)		
<b>1</b>	1.1	E. AV	$12 \times 1,1 \times 1,08$	14,256t.
<b>2</b>	1.1	E.AR	$24 \times 1,1 \times 1,08$	28,512t.
<b>3</b>	1.2	E. AV	$6 \times 1,20 \times 1,08$	7,776t.
<b>4</b>	1.2	E.AR	$12 \times 1,20 \times 1,08$	15,552t.

#### V.4.2.2. Surcharge Bt

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2ème classe, il est à deux essieux ( $2 \times 16t$ ), chacun à deux roues simples qui répondent aux caractéristiques suivantes :

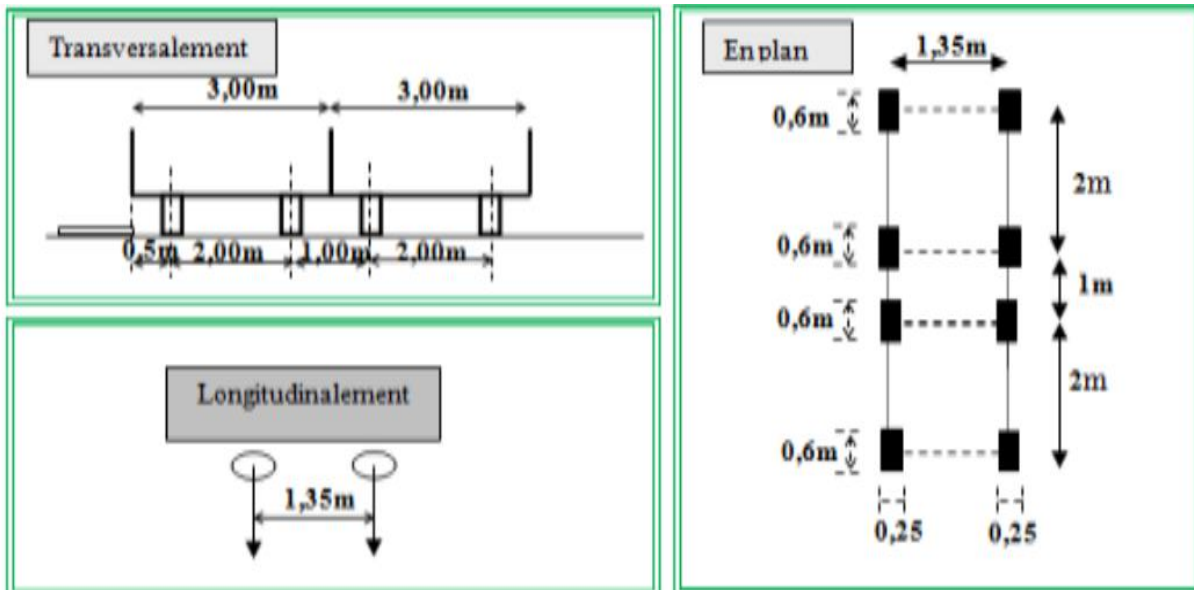


Figure V.5. Système Bt.

On dispose un seul tandem dans le sens longitudinal et, au plus, deux tandems transversalement.

Les valeurs des charges du système Bt prise en compte sont multipliées par le coefficient bt et par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  bt.

Le coefficient bt dépend de la classe du pont, donné par le tableau suivant :

Tableau V.6. Coefficient de majoration du système Bt.

Classe du pont	1 <sup>ere</sup> classe	2 <sup>eme</sup> classe
Bt	1	0.9

Donc :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1+4\frac{700,73}{64}} = 1,06$$

Avec :

$$L = 33.4m.$$

$$G = 700.73t.$$

$$S = 64 \times 1 = 64t.$$

Tableau V.7. Charges Bt par essieu.

Désignation	Poids (t)	B <sub>t</sub>	δ	Essieu (16t)
<b>1 tandem</b>	32t	1	1.06	$16 \times 1 \times 1.06 =$ <b>16.96</b>
<b>2 tandems</b>	64t	1	1.06	$2 \times 16 \times 1 \times$ <b>1.06 = 33.92</b>

#### V.4.2.3. Surcharge Br

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire 0,6 x 0,3 m.

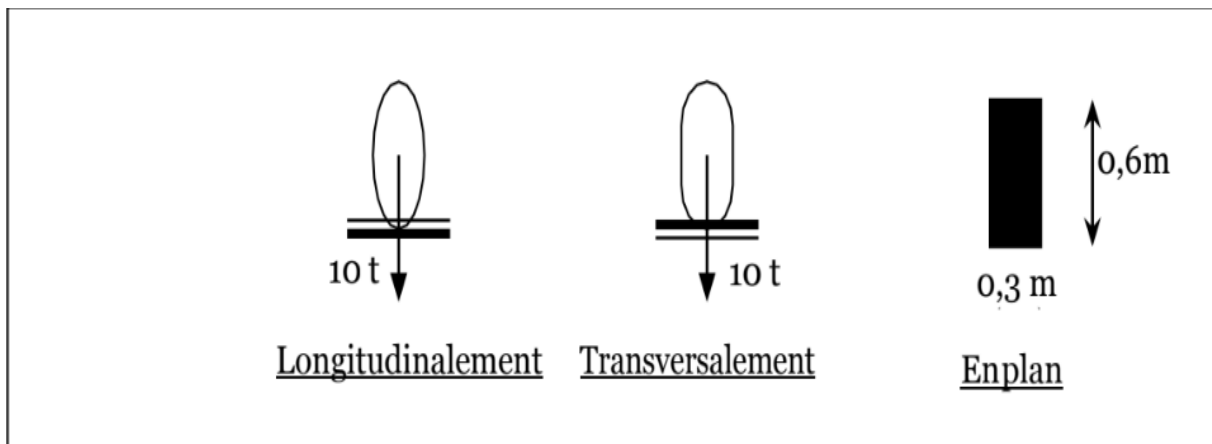


Figure V.6. Système Br.

#### V.4.2.4. Surcharge Mc120

Les ponts doivent être calculés de façon à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables. Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal : un seul convoi est disposé quel que soit la largeur de la chaussée par contre dans le sens longitudinal le nombre de convois est illimité. L'entre-axe minimum entre deux convois successifs est de 36,6 m. Le poids total de chaque convoi est égal à 110 t.

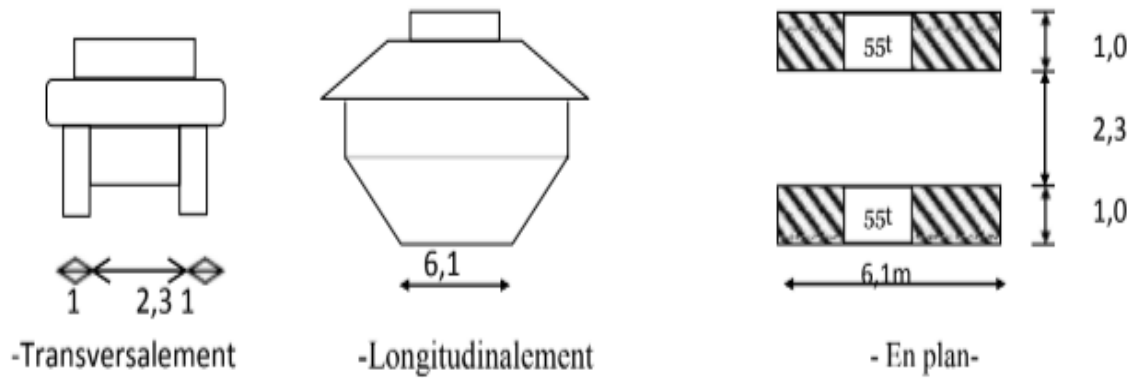


Figure V.7. Système Mc120.

Il existe un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1,07$$

$$P = 110 \times 1,07 = 117,7 \text{ t}$$

$$Mc120 = \frac{117,7}{2 \times 6,1} = 9,65 \text{ t/m}^2$$

**V.4.2.5. Surcharge D240**

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

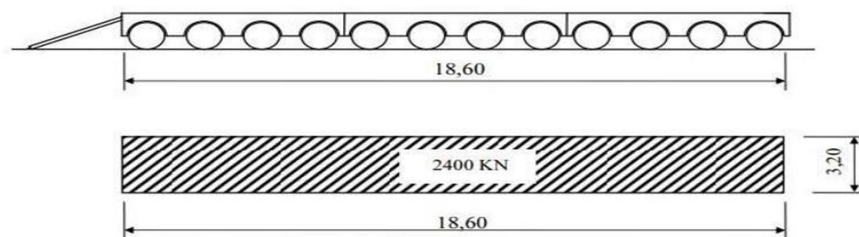


Figure V.8. Système D240.

Le poids par mètre linéaire est :

$$Q = \frac{P}{S} = \frac{240}{18,60 \times 1} = 12,90 \text{ t/ml}$$

### V.4.3. Surcharge du trottoir

D'après le fascicule 61 Titre II, Nous avons utilisé une surcharge de  $0,15 \text{ t/m}^2$ .

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

$$Q_{\text{trottoir}} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

### V.5. Conclusion

Dans ce chapitre, un calcul détaillé des charges et surcharges a été effectué. La détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possibles, ce calcul constitue une phase primordiale dans l'étude et le dimensionnement de l'ouvrage en question.

# *Chapitre VI*

## *Modélisation du Tablier*

## VI.1. Introduction

La modélisation vise à développer un modèle qui peut approximer le fonctionnement d'un ouvrage dans différentes conditions cette approche de modélisation, utilisant la méthode des éléments finis (MEF), nécessite une compréhension approfondie de trois domaines de l'ingénierie : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La conception et l'analyse des ponts constituent des aspects cruciaux de l'ingénierie civile, nécessitant des outils sophistiqués pour garantir leur stabilité, leur sécurité et leur efficacité structurelle. Le logiciel Autodesk Robot offre une plateforme avancée pour la modélisation et l'analyse des structures de ponts, permettant aux ingénieurs de concevoir, tester et optimiser leurs conceptions de manière efficace et précise, c'est pour cela qu'on a opté pour ce logiciel compétant pour la modélisation du tablier de notre ouvrage.

## VI.2. Présentation du logiciel

Autodesk Robot est un logiciel de modélisation et de simulation destinée à l'ingénierie structurelle et l'analyse des éléments de construction il offre une plateforme puissante pour la conception et l'analyse structurelle permettant aux ingénieurs de simuler le comportement des bâtiments des ponts et d'autres structures sous diverses conditions de charges et contraintes.

Ce logiciel permet de créer des modèles virtuels de structure en 3D, de définir les matériaux utilisés de configurer les charges appliques et de simuler leurs impacts sur la structure. Il prend en charge différentes méthodes d'analyse, y compris les calculs statiques, dynamiques et non linéaires, ainsi que les calculs de stabilité et de déformations.

Autodesk Robot est largement utilise dans l'industrie de la construction et l'ingénierie pour optimiser la conception des structures, évaluer leur performance et garantir leur sécurité. Il offre une interface conviviale et des outils avancées qui permettent aux ingénieurs de prendre des décisions éclairées tout au long du processus de conception et de construction.



**FigureVI.1.** Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

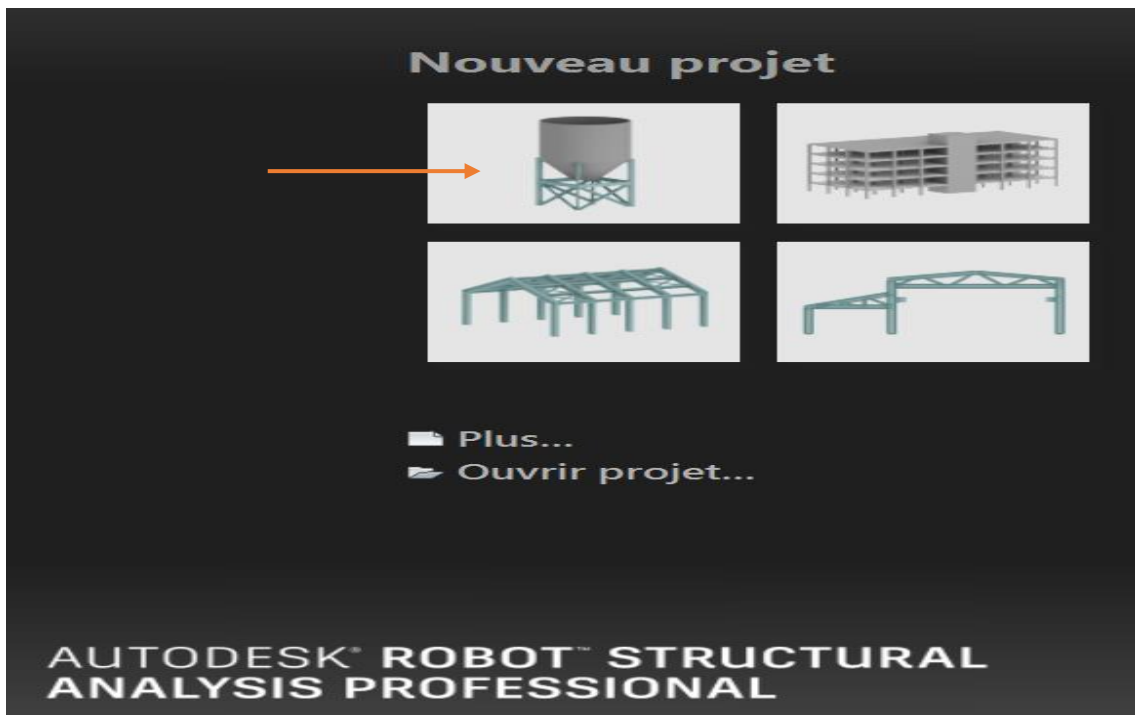
### **VI.3. Différentes étapes à suivre pour la modélisation**

Tout d'abord on a un pont isostatique compose de 04 travées indépendantes, on étudiera qu'une seule travée (une dalle de 30cm d'épaisseur avec 07 poutres de 33.4m de longueur). Ces dernières sont appuyées sur des appuis simples sur pile et des appuis double sur culées, la dalle est considérée comme un panneau.

Les étapes à suivre sont indiqués par ordre ci-dessous :

#### **VI.3.1. Choix de la structure**

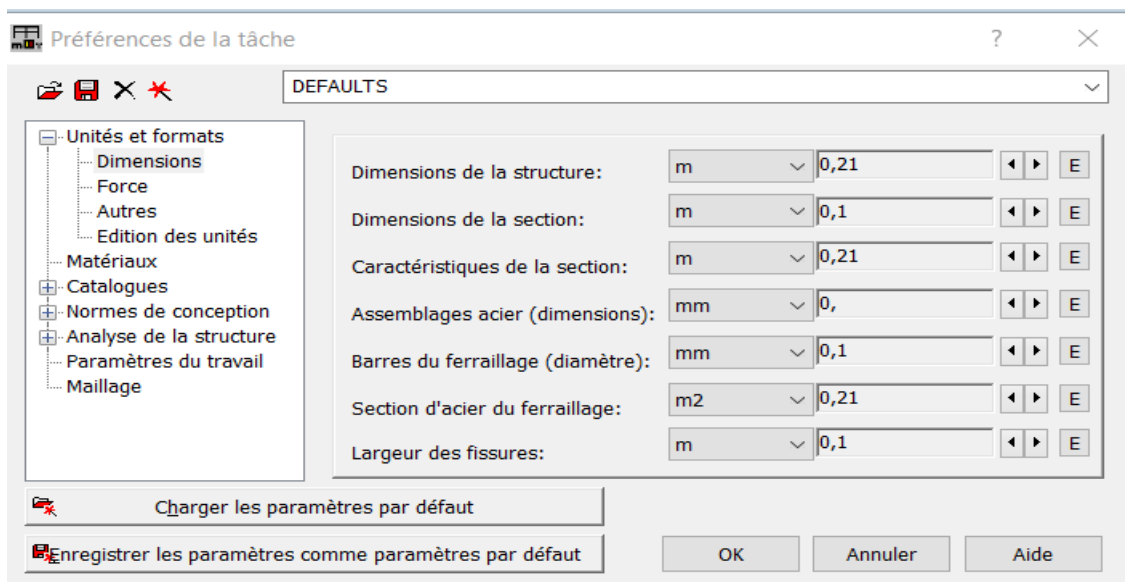
Après avoir lancé le logiciel robot on opte pour l'étude de coque comme indiquée :



FigureVI.2. Choix de la structure à réaliser.

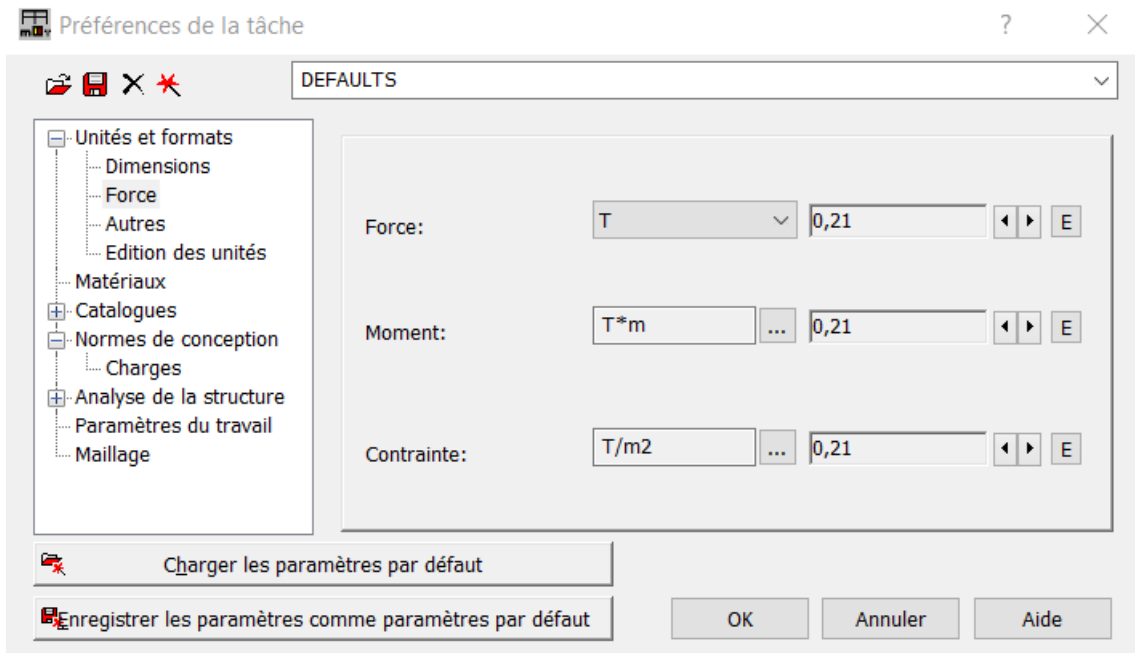
### VI.3.2. Réglages des différentes unités et normes

- D'abord commençant par l'introduction des différentes dimensions :



FigureVI.3. Réglage des dimensions.

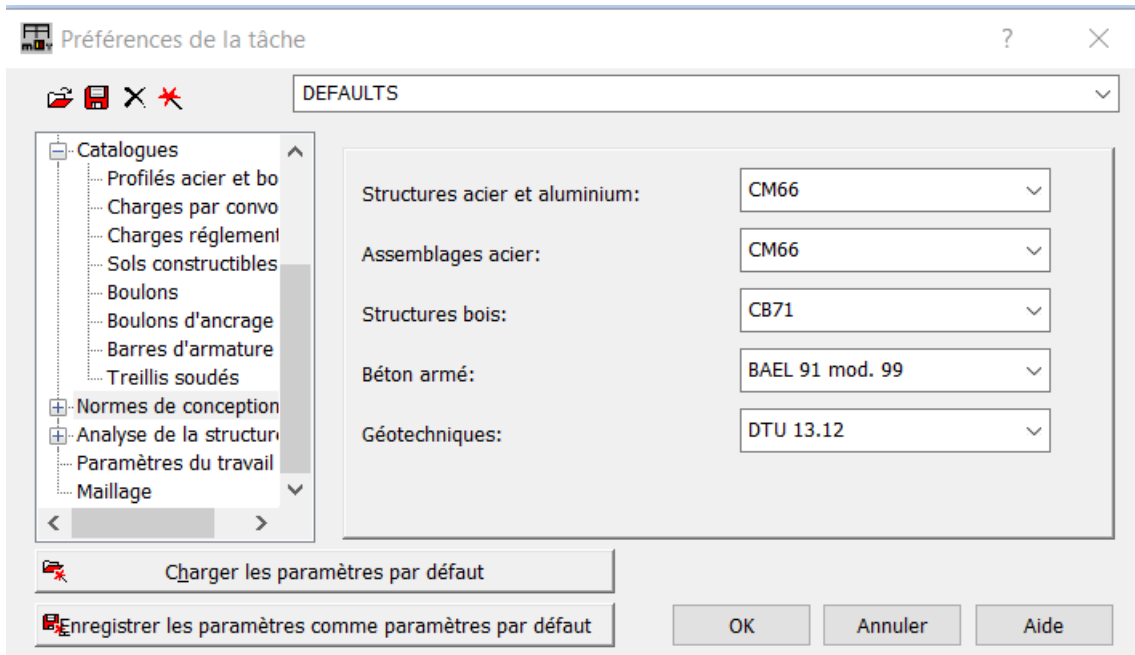
- Introduire les unités des forces :



FigureVI.4. Réglage des forces.

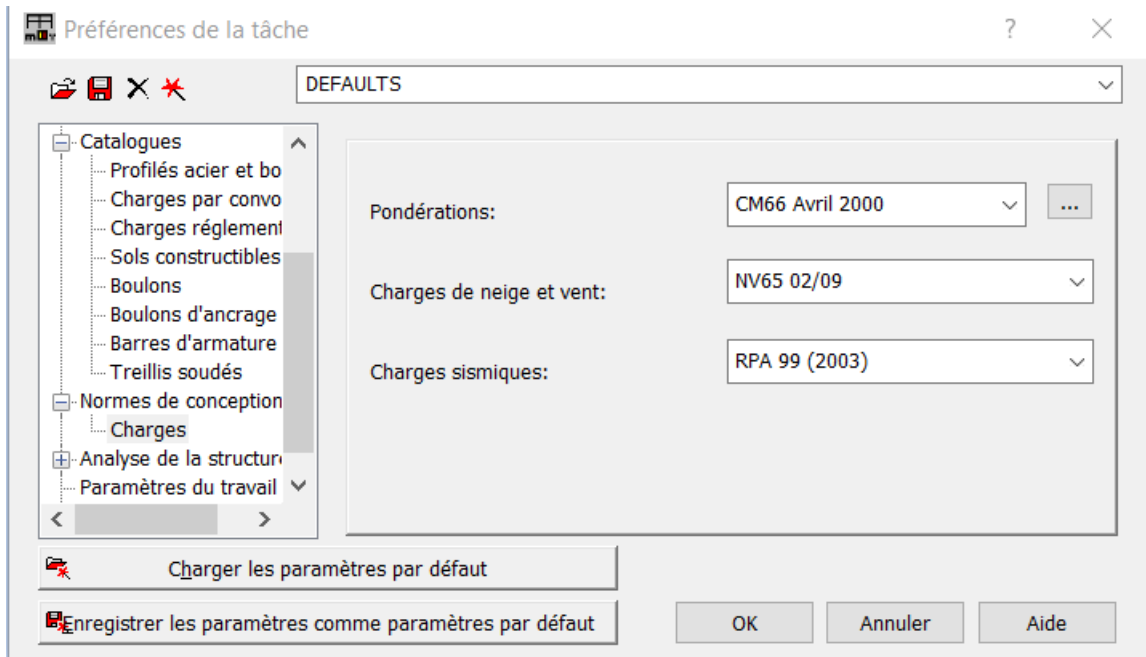
Après avoir définis les différentes unités passons maintenant aux normes :

- Les normes de conception :



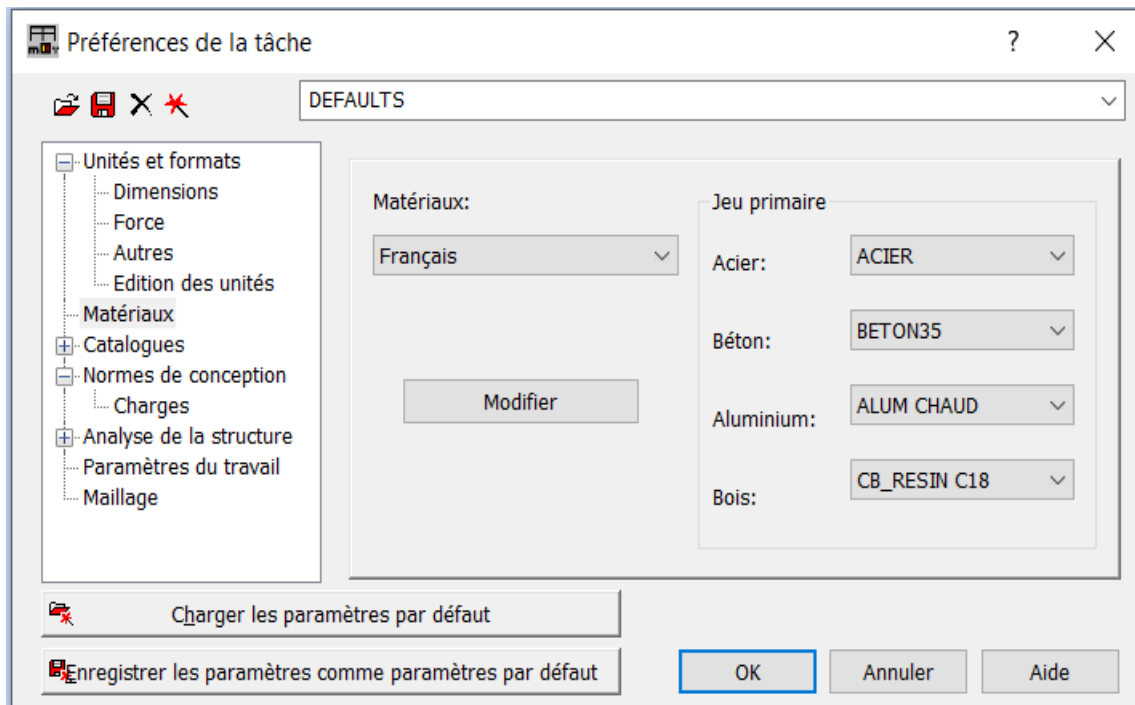
FigureVI.5. Réglage des différentes normes de conception.

- Réglage des charges :



FigureVI.6. Réglage des charges.

- Introduction des matériaux de conception :

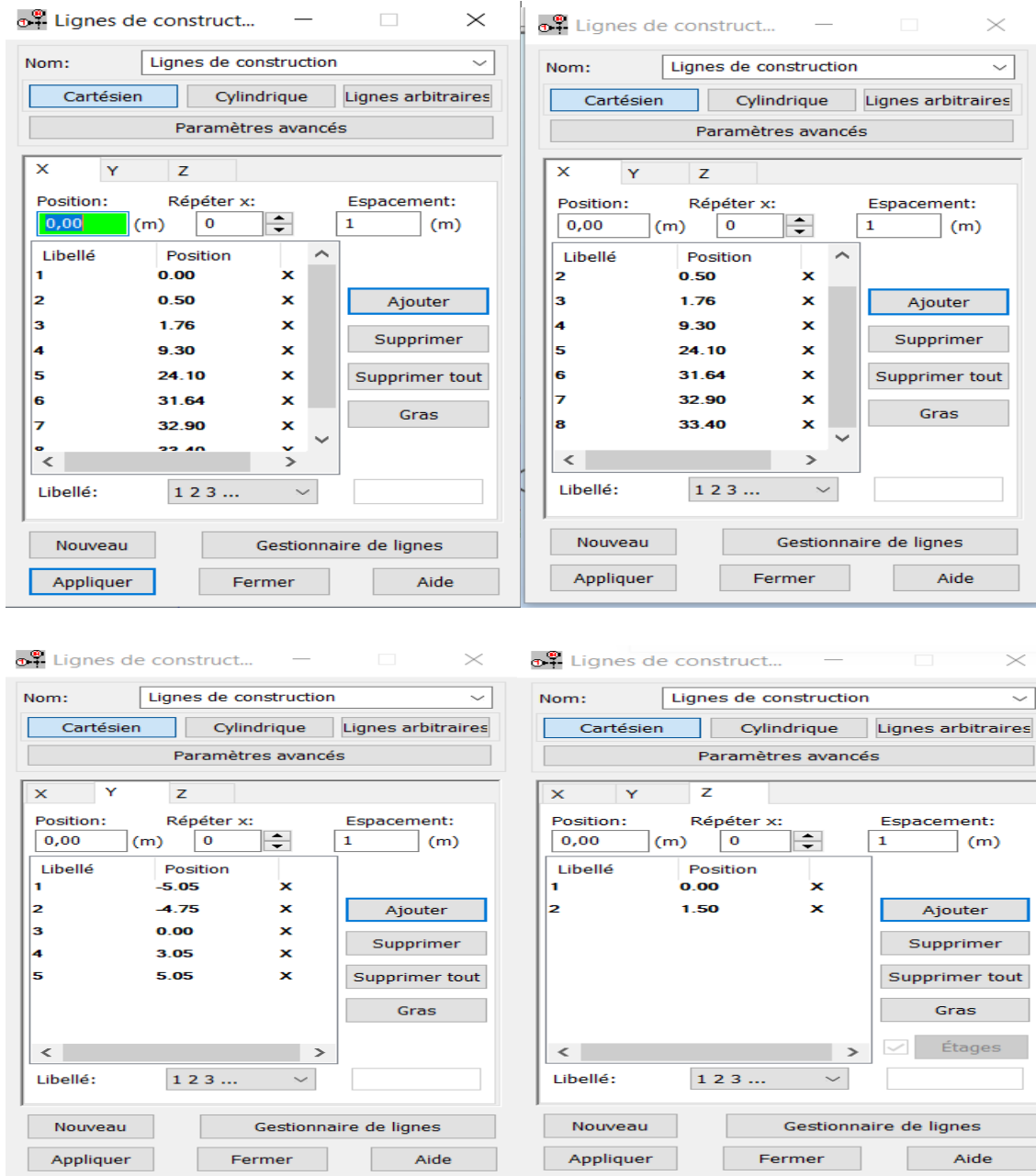


FigureVI.7. Réglage des matériaux.

VI.3.2. Lignes de construction

C'est la première chose à faire après avoir réglé toutes les unités et normes d'où cette étape consiste à définir les lignes de construction pour le cas de notre ouvrage à réaliser.

Ces lignes sont rapatriées sous X, Y, Z comme indiquée sur les boîtes suivantes :



FiguresVI.8. Introduction des lignes de construction.

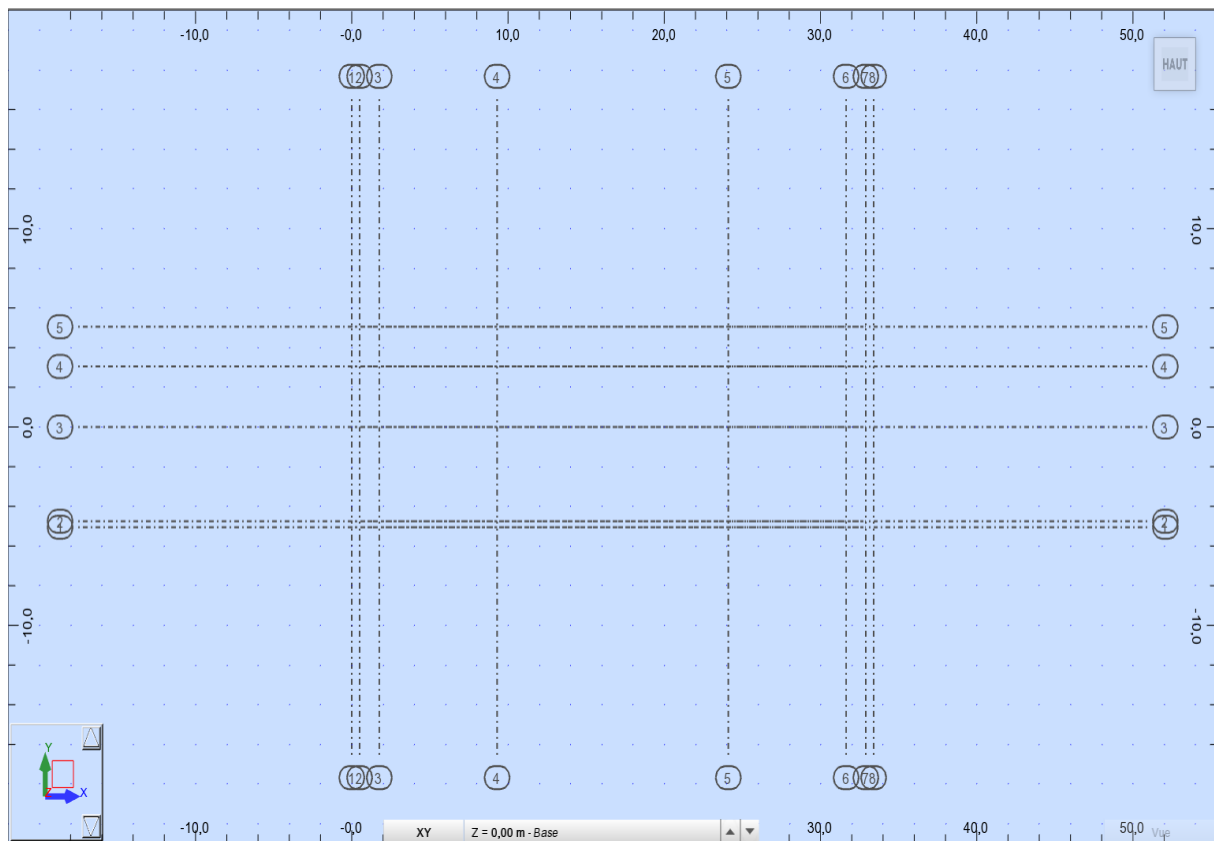
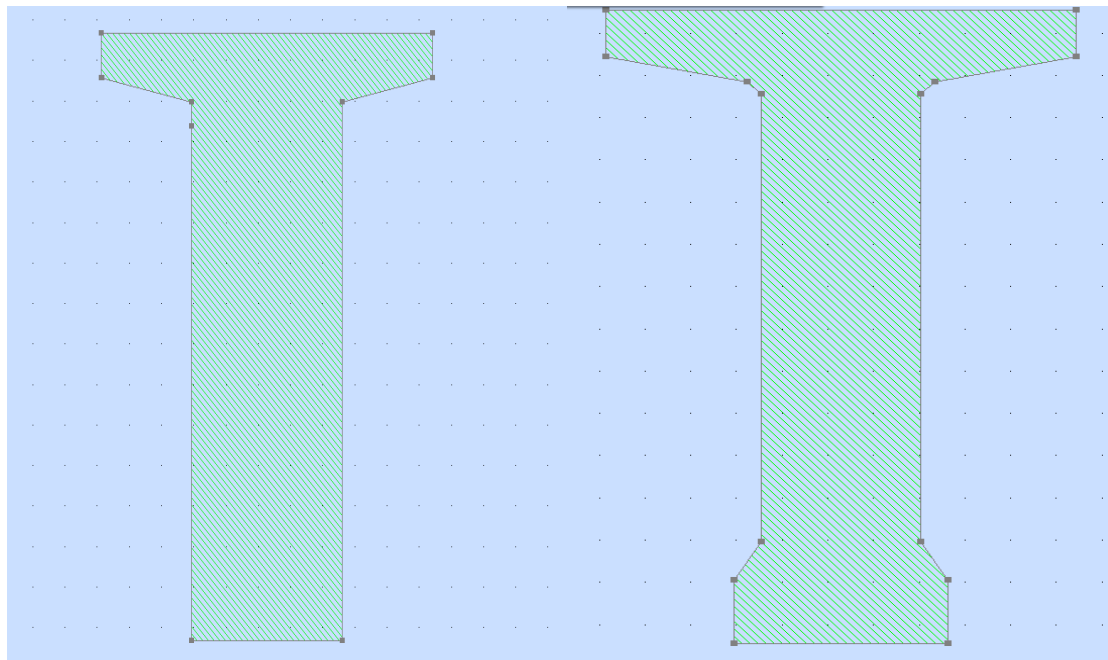


Figure VI.9. Affichage des lignes de construction.

### VI.3.3. Introduction des sections des éléments

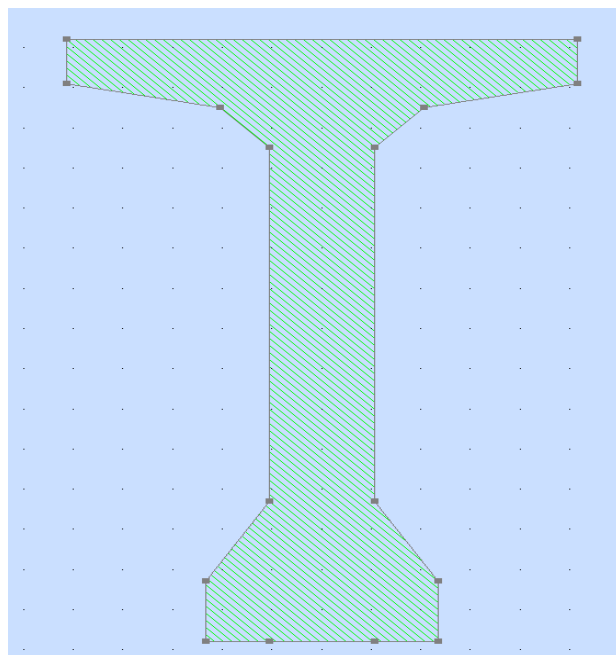
On définit les sections des différentes poutres c'est à dire la section d'about, intermédiaire et médiane, ensuite on les importe en fichier DXF, après les avoir définis précédemment sur AutoCad.

- Section d'about (largeur du talon  $D = 47\text{cm}$ ).
- Section intermédiaire (largeur du talon,  $D = 35\text{cm}$ ).
- Section médiane (largeur du talon,  $D = 21\text{cm}$ ).



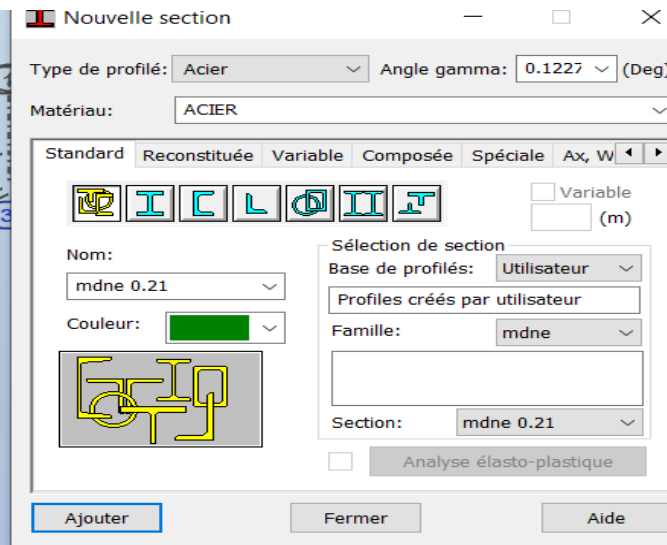
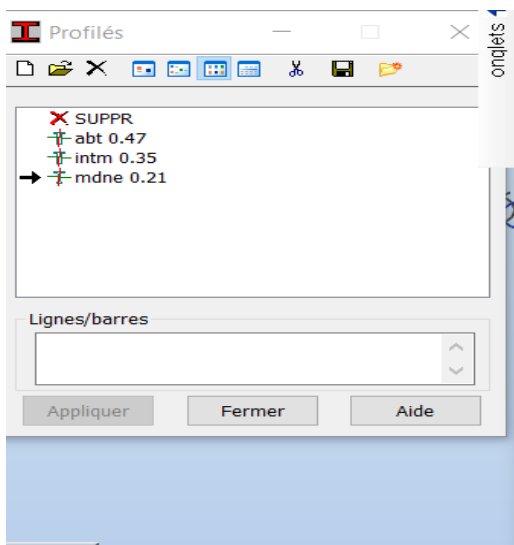
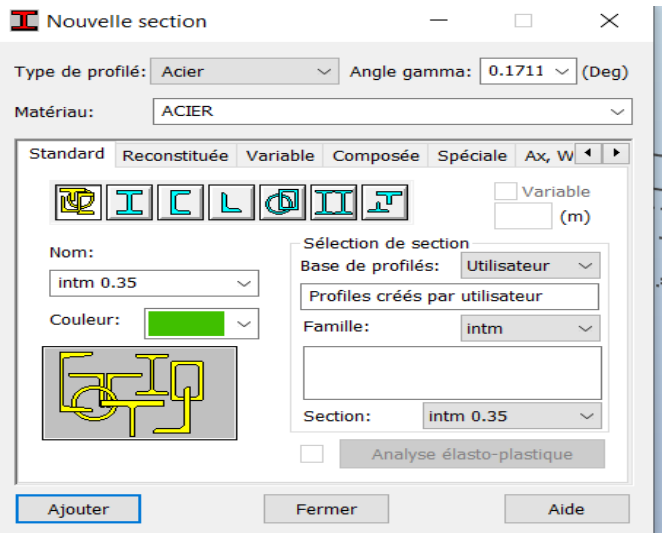
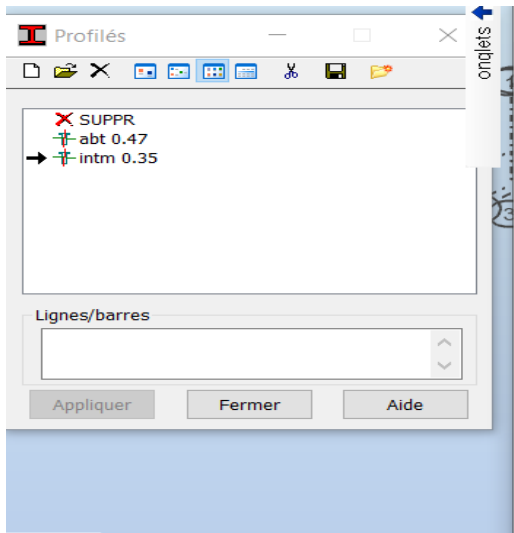
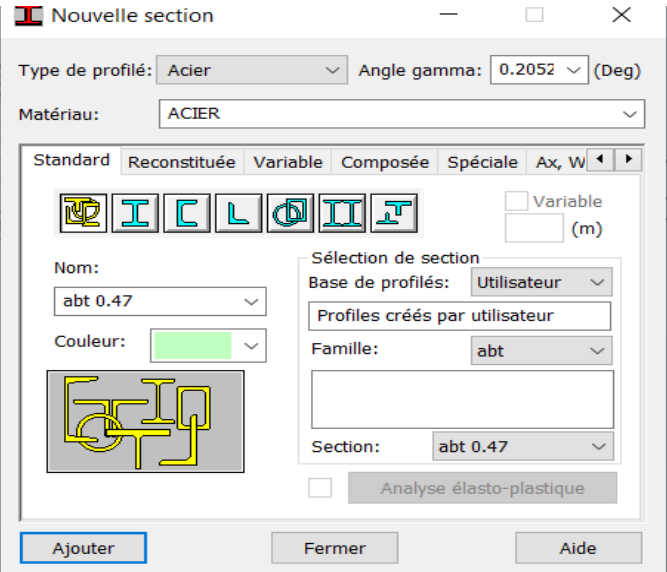
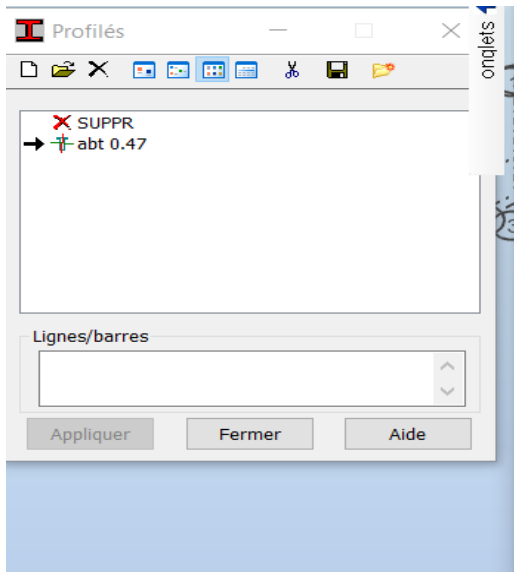
a) Section d'about

b) Section intermédiaire

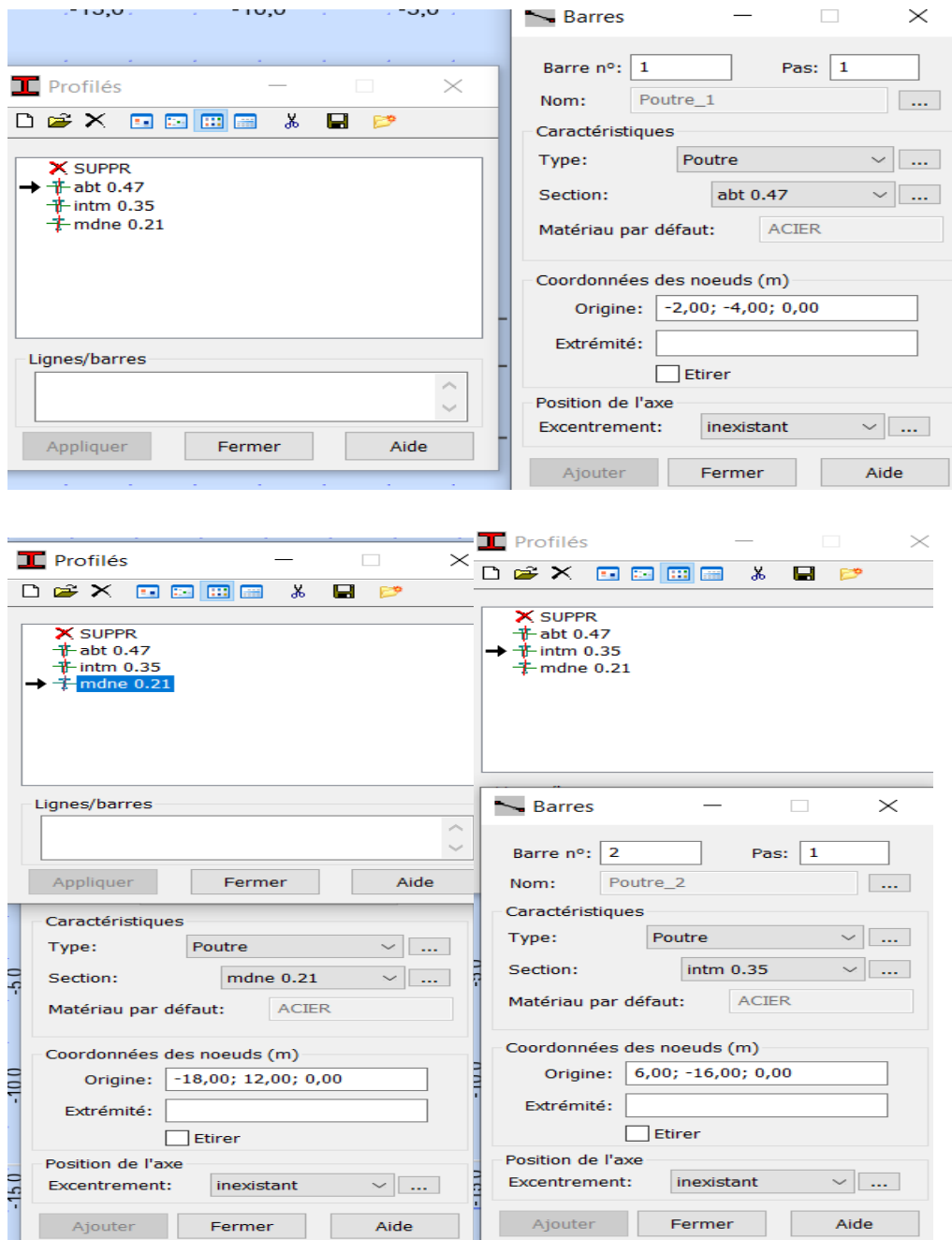


c) Section médiane

Figures VI.10. Les différentes sections de la poutre.



Ensuite on les importe comme suit :



FiguresVI.11. Importation des différentes sections.

Après les avoir importés on les introduit sur les lignes de construction pour former les poutres comme indiquée ci-dessous :

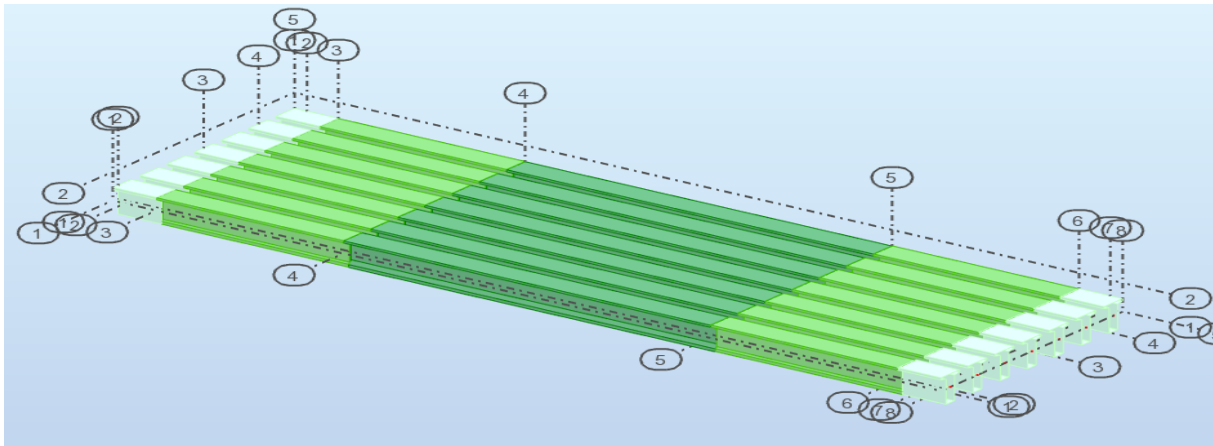


Figure VI.12. Aperçu sur les poutres.

### VI.3.4. Choix du matériau

D’abord on sélectionne toutes les poutres disponibles ensuite un tableau s’affichera en bas du logiciel pour choisir le matériau nécessaire pour les poutres qui s’agit du béton 35 comme indiquée ci-dessous :

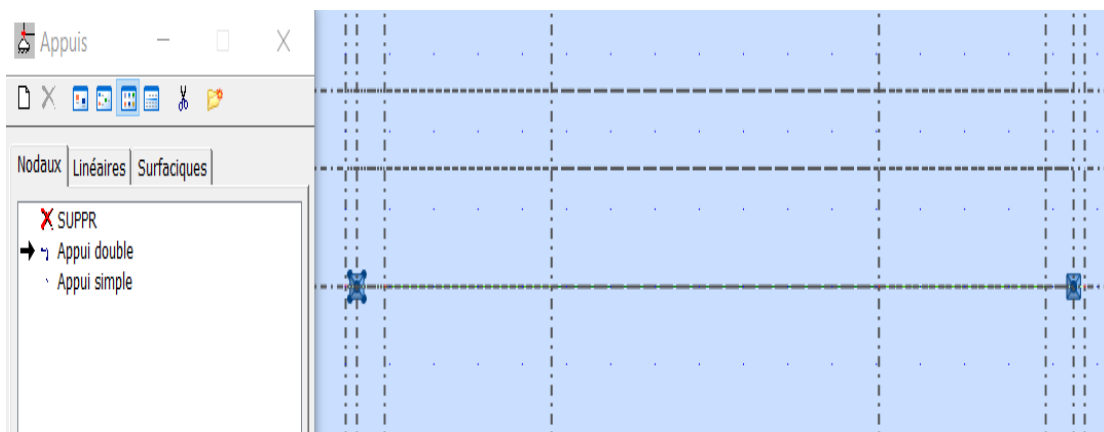
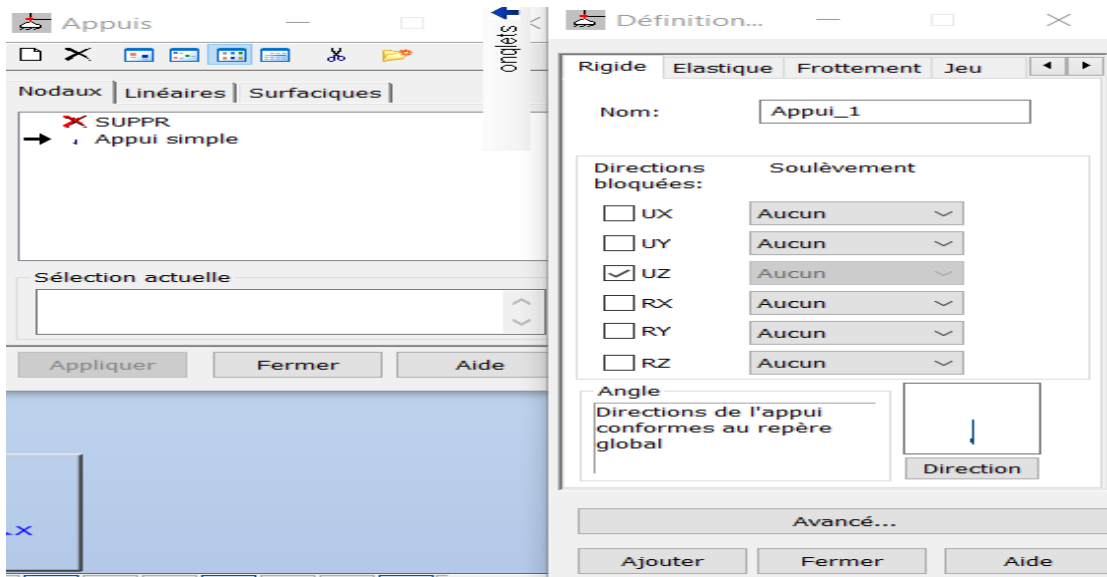
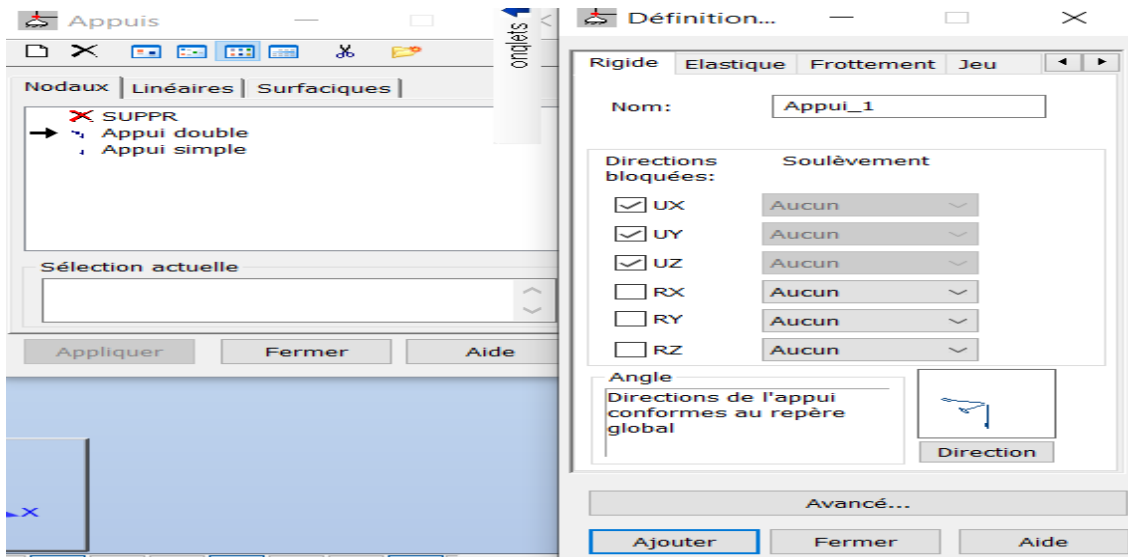
Nom	Valeur	Unité
☐ Général		
Nom...		
Élément de c...	Panneau	
Étage...		
☐ Modèle		
Type de maill...	Coons	
Figement du ...	Non	
Répartition p...	prendre en compte	
☑ Modèle de ca...	coque	
☐ Géométrie		
Définition du ...		
Surface	337,34	[m2]
Type d'objet	Contour	
Segments	4	
☐ Caractéristiques		
☑ Epaisseur...	dalle	?
☑ Matériau	BETON35	
Type de ferrai...	Plancher BA	
Relâchement...		

Figure VI.13. Choix du matériau.

### VI.3.5. Introduction des appareils d’appuis

Commençons par définir deux lignes de construction pour poser ces appareils d’appui sur l’axe X, de coordonnées :

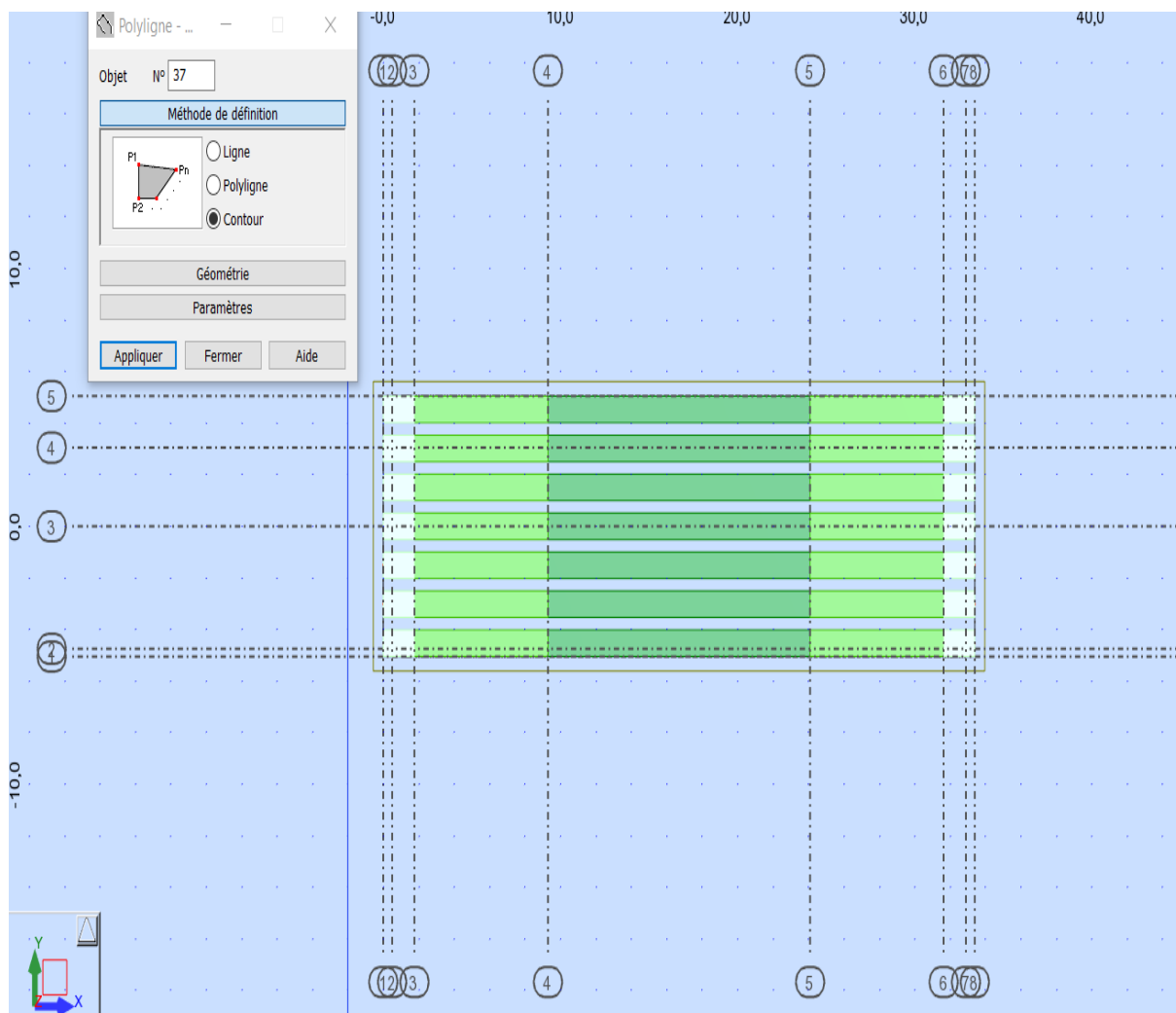
**X= 0.5m, X = 32.90m.**



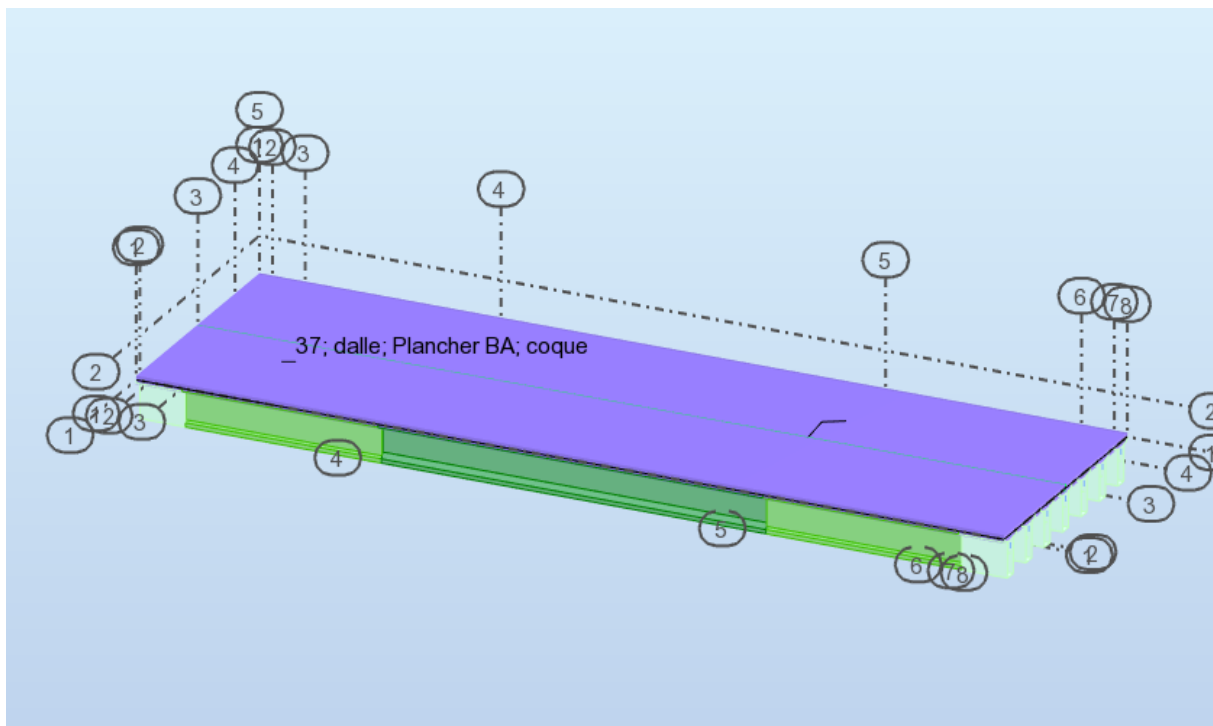
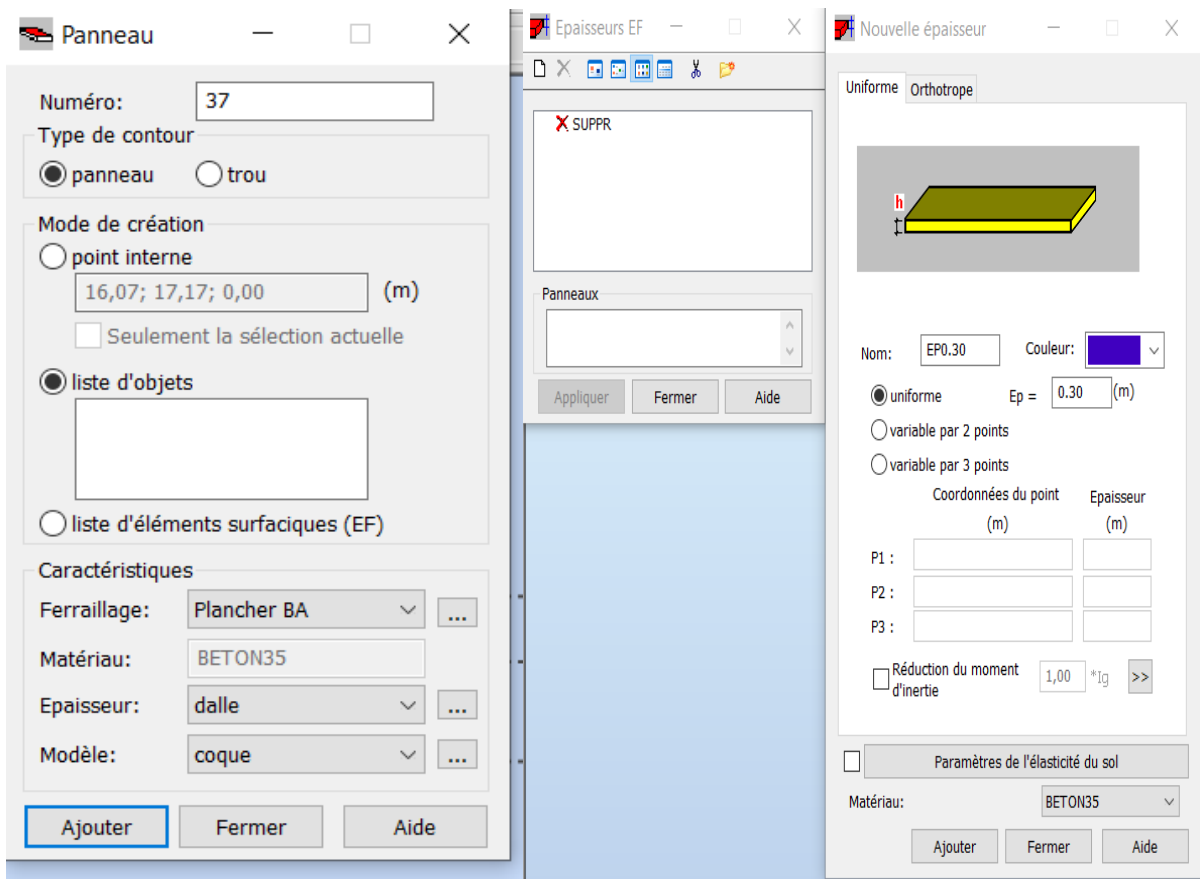
Figures VI.14. Introduction des appuis.

### VI.3.6. Modélisation de la dalle

Tout d'abord on crée un contour pour tout le tablier avec contour, ensuite on crée un nouveau panneau et on déclare l'épaisseur de la dalle qui est de 30 cm ainsi que le matériau utilisé qui est le béton 35 Mpa, comme indiquée en dessous :



FigureVI.15. Définition du contour.



Figures VI.16. Définition et aperçu de la dalle.

- Définition des différentes charges (permanentes et d'exploitations)

- ❖ Introduction des charges

Commençons par ouvrir la fenêtre de cas de charge sur la barre des chargements ensuite on introduit toutes les charges permanentes possédant qui sont (G revêtement, G corniche, G trottoir, G garde-corps, G glissière, ainsi que le G qui est calculer automatiquement par le logiciel), et aussi les charges d'exploitation qui s'agit de Q trottoir et Qal).

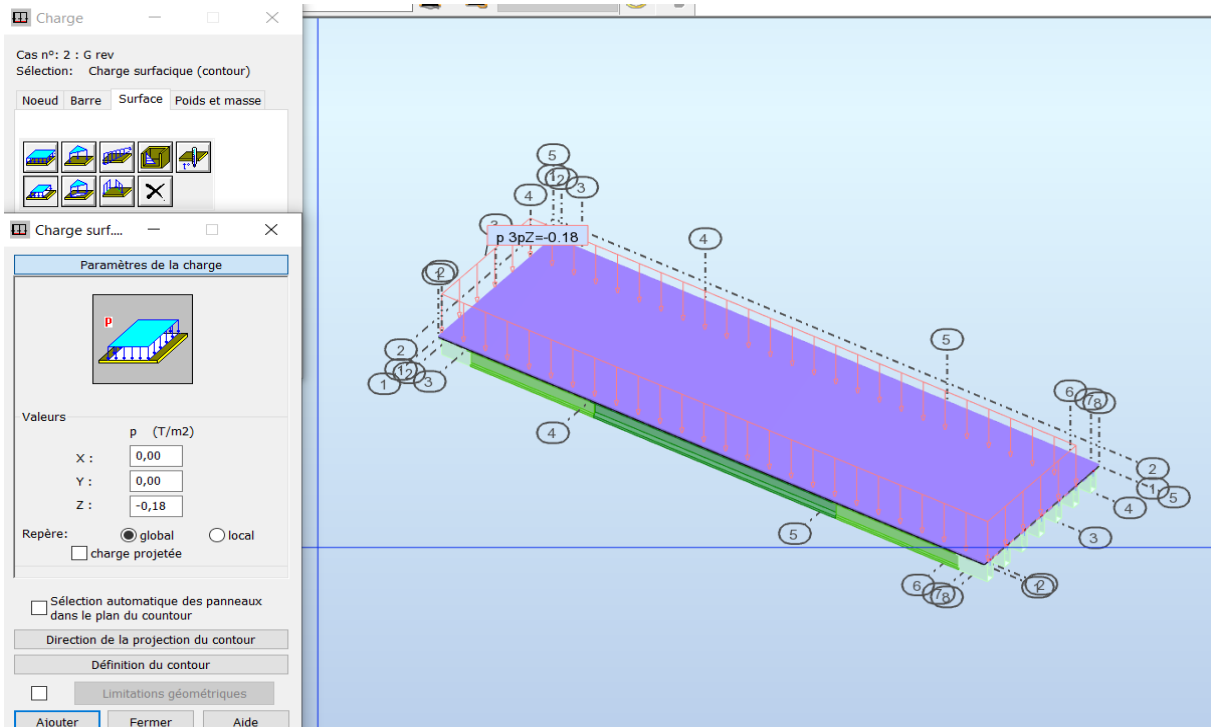
N°	Nom de cas	Nature
➔ 1	G	poids propre
2	G rev	poids propre
3	G corn	poids propre
4	G trot	poids propre
5	G garde corps	poids propre
6	G glissiere	poids propre
7	Q trot	d'exploitation
8	Q al	d'exploitation

FigureVI.17. Introduction des différentes charges.

### VI.3.7. Définition des charges permanentes

- $G_{\text{revêtement}}$

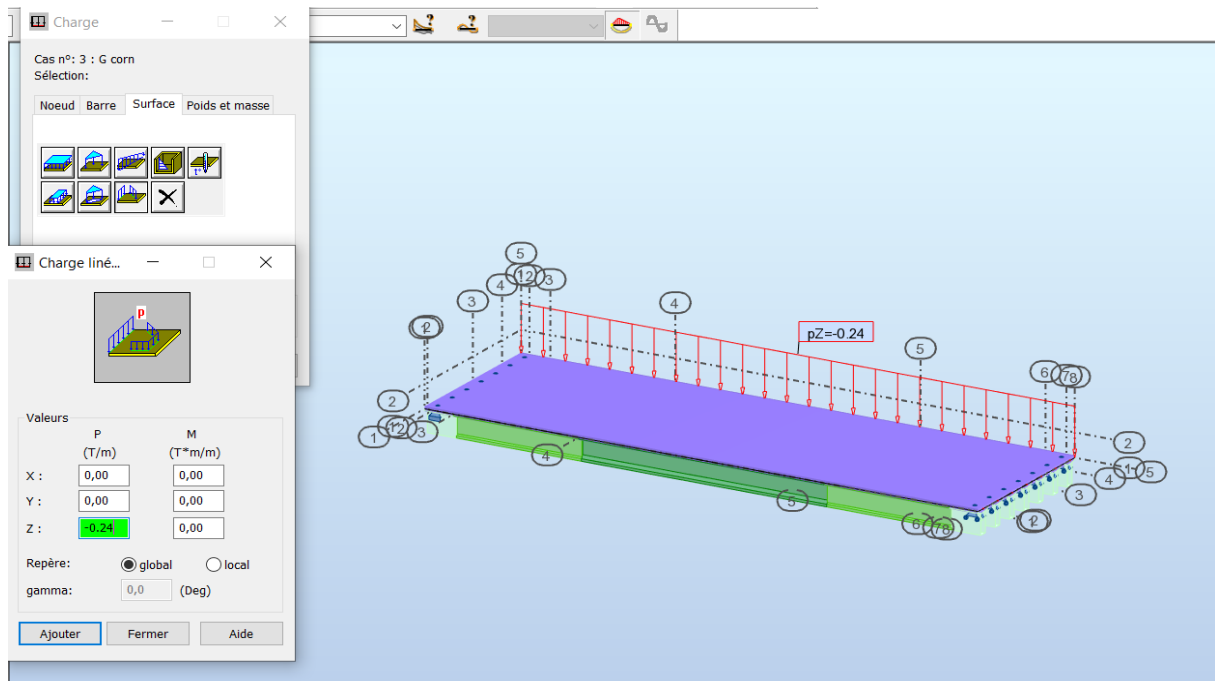
$$G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 2.2 = 0.176 = 0.18 \text{ t/m}^2 \text{ (chargement surfacique uniforme)}$$



FigureVI.18. Définition de G revêtement.

➤ G corniche

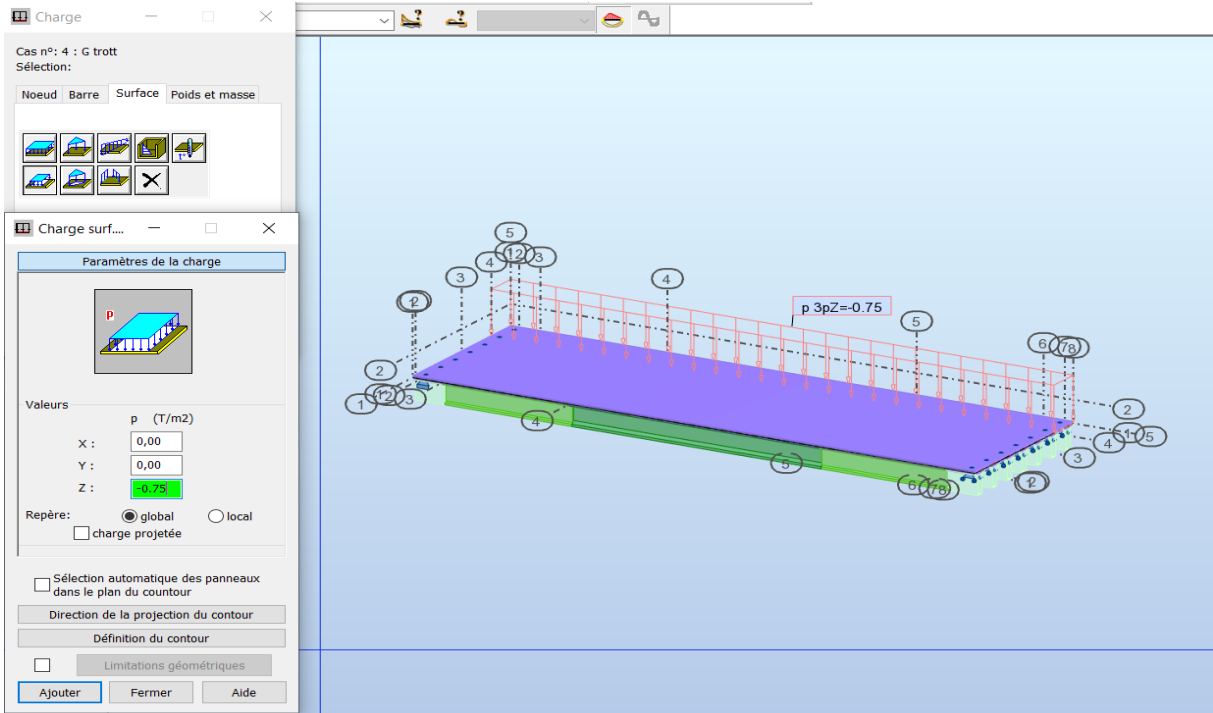
$G_{\text{corniche}} = 0.24t/ml$  (chargement linéaire uniforme)



FigureVI.19. Définition de G corniche.

➤ **G trottoir**

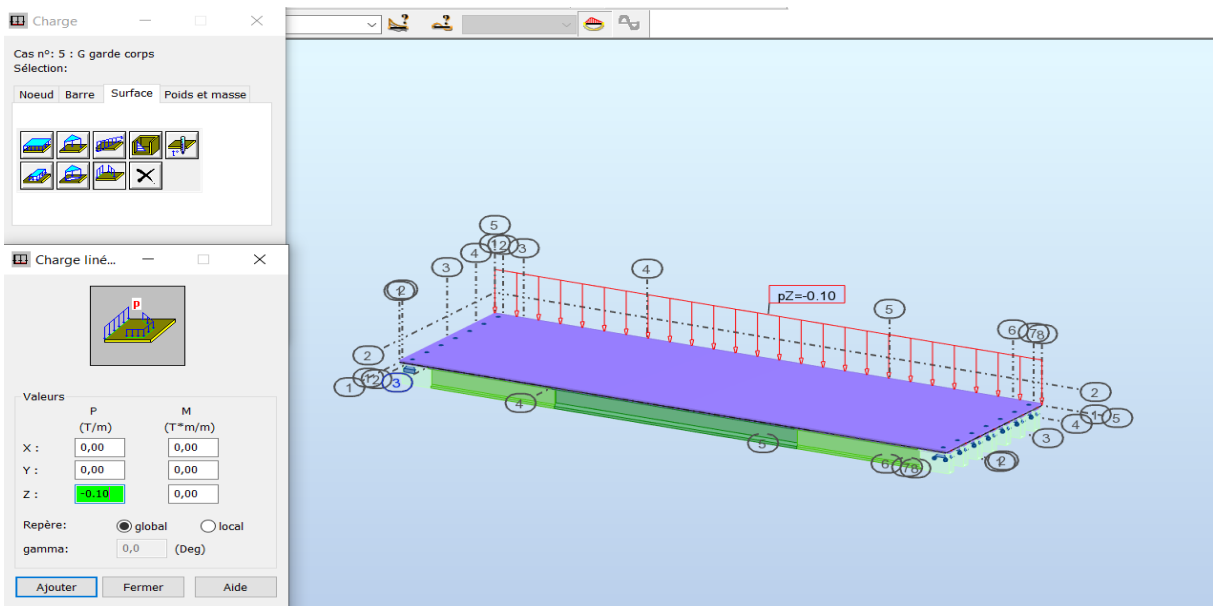
$$G_{\text{trottoir}} = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2 \text{ (chargement surfacique uniforme)}$$



FigureVI.20. Définition de  $G_{\text{trottoir}}$ .

➤ **G garde-corps**

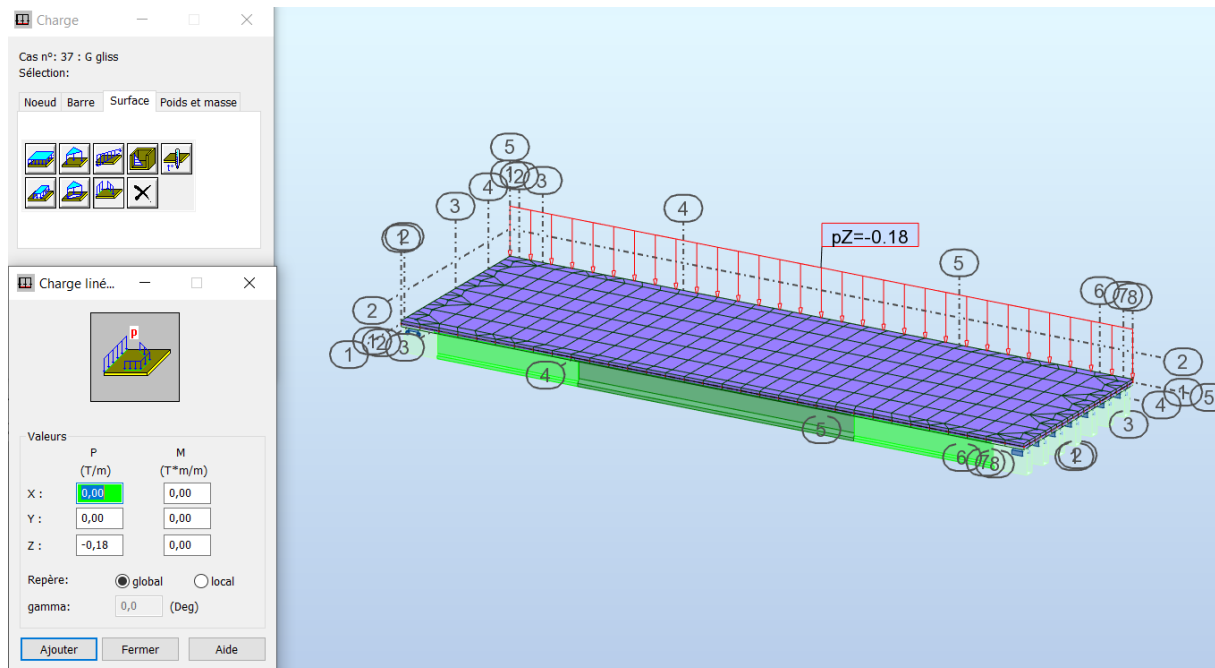
$$G_{\text{garde-corps}} = 0.10 \text{ t/m (chargement linéaire uniforme)}$$



FigureVI.21. Définition de  $G_{\text{garde-corps}}$ .

➤ **G** glissière

**G** glissière = 0.18 t/ml (chargement linéaire uniforme)

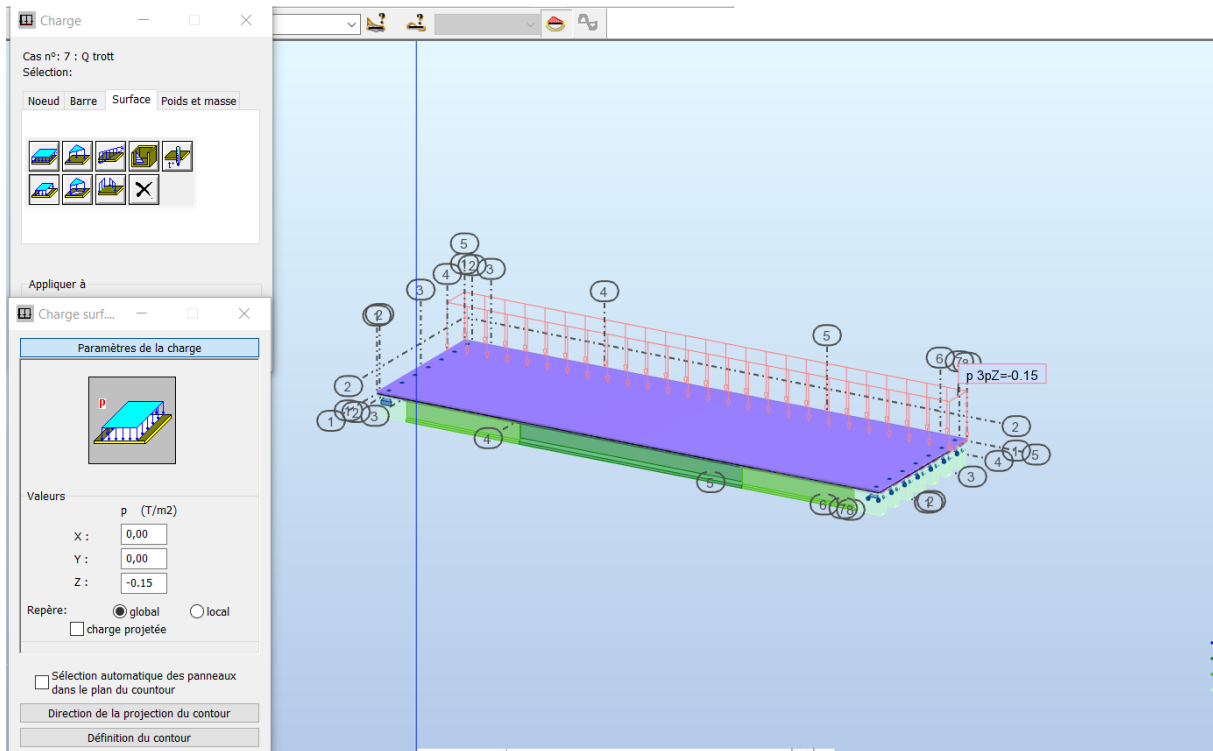


FigureVI.22. Définition de **G** glissière.

**VI.3.8. Charges d'exploitation**

➤ **Surcharge Q** trottoir

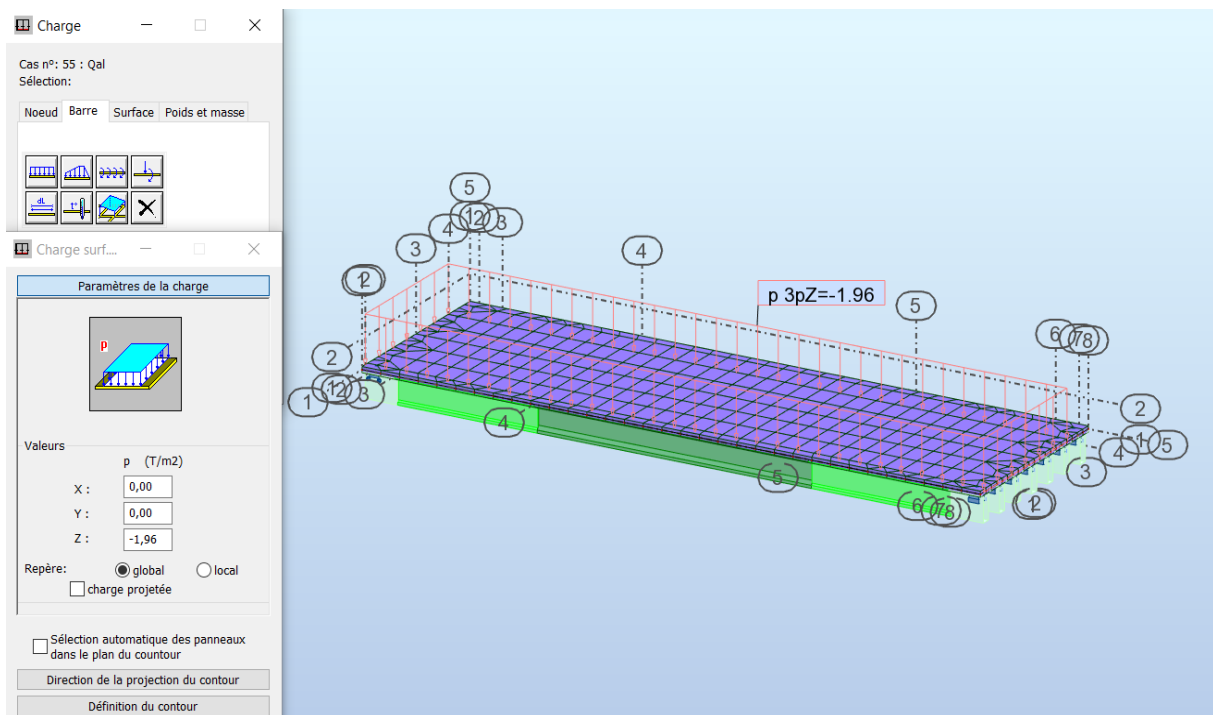
**Q** trottoir = 0.15 t/m<sup>2</sup> (D'après le fascicule 61 du titre II et qui est un chargement surfacique uniforme)



FigureVI.23. Définition de  $Q_{trottoir}$ .

➤ **Surcharge  $Q_{al}$**

$Q_{al} = 1.96 \text{ t/m}^2$  (calculé précédemment et qui est un chargement surfacique uniforme)

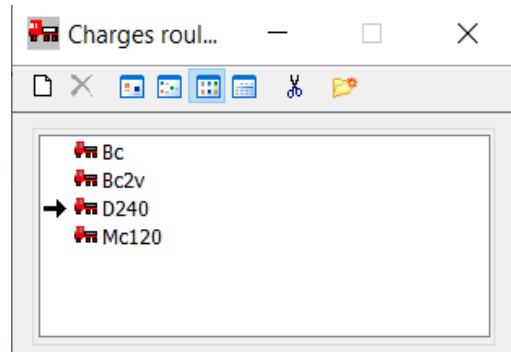


FigureVI.24. Définition de  $Q_{al}$ .

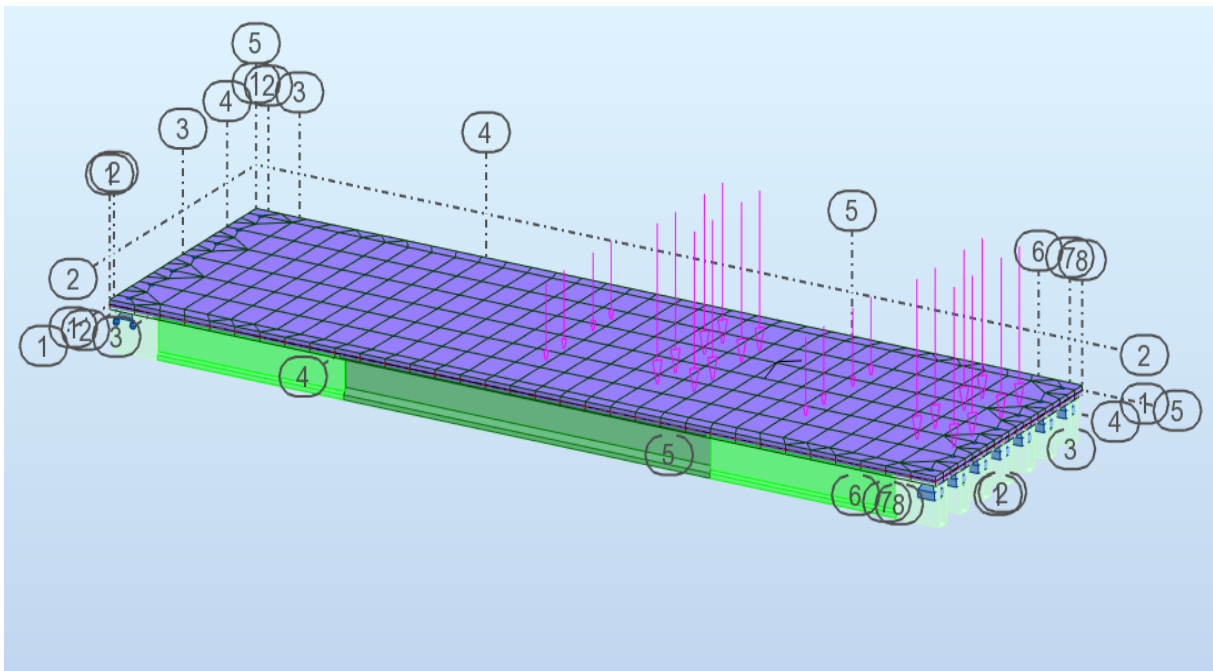
**VI.3.9. Charges roulantes**

Après avoir définis toutes les charges permanentes et d'exploitation c'est au tour des charges roulantes qui s'agit du chargement Bc a 2 voies charges, la surcharge Q trottoir ainsi que la surcharge Q al.

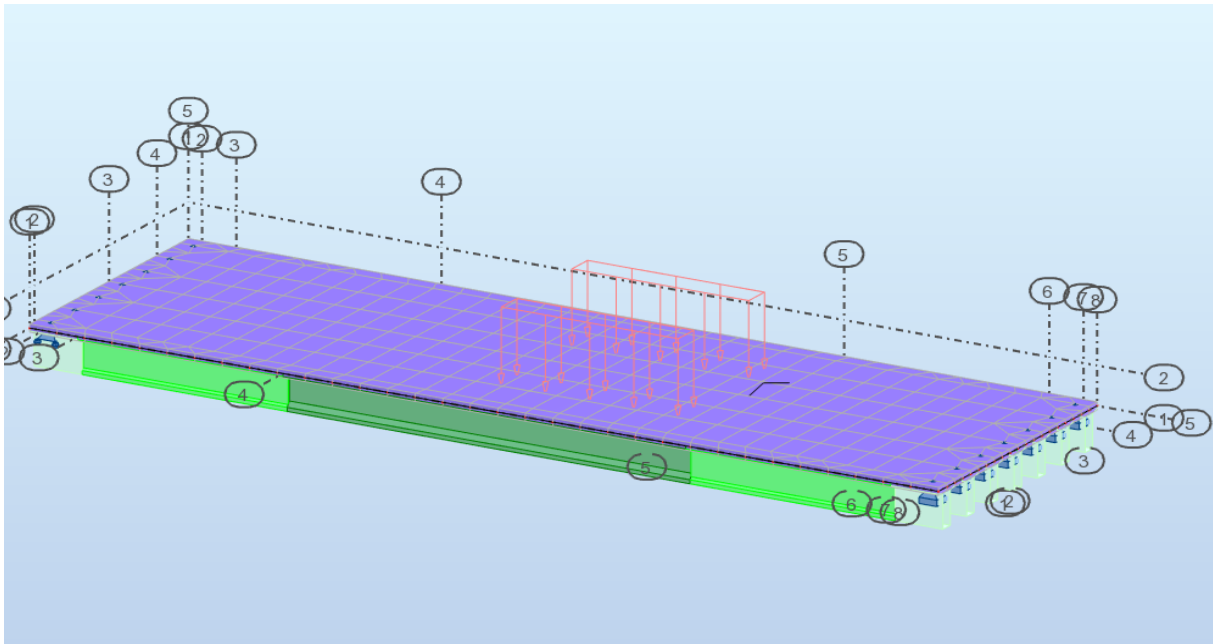
La boite ci-dessous indique toutes ces étapes :



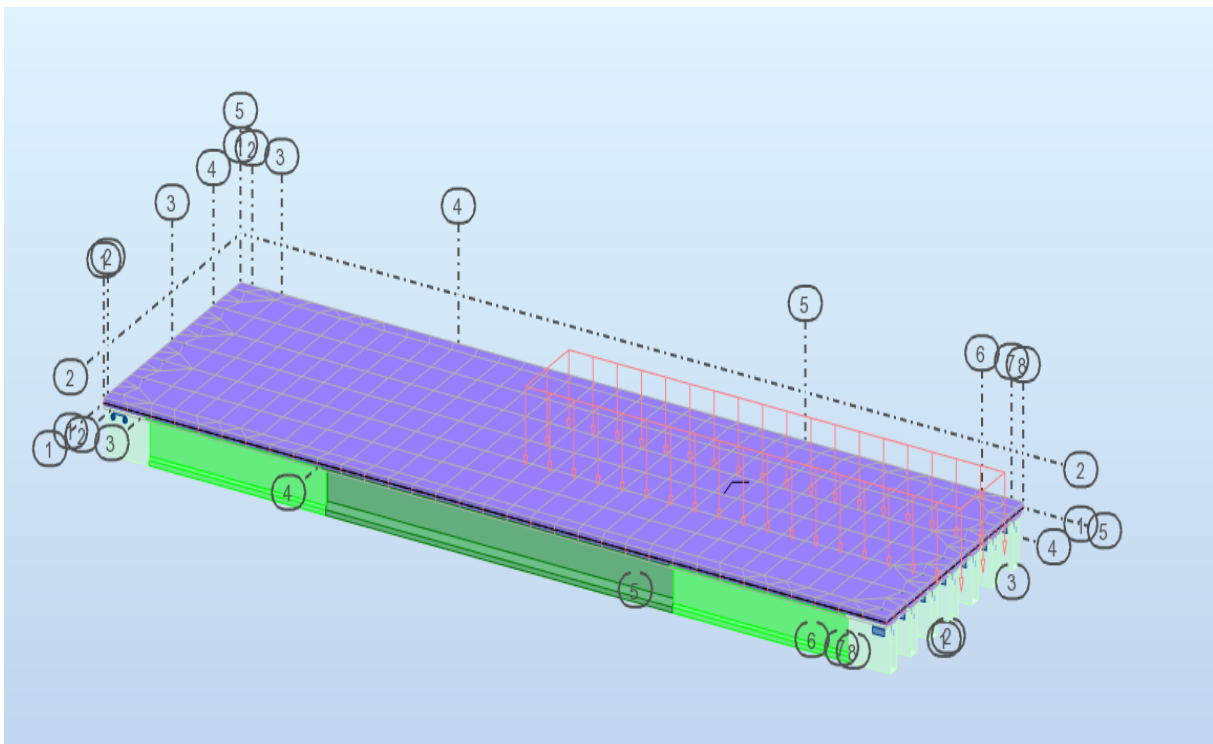
**FigureVI.25.** Les différentes charges roulantes.



**FigureVI.26.** Définition de la charge roulante Bc 2voies.



FigureVI.27. Définition de la charge roulante Mc120.



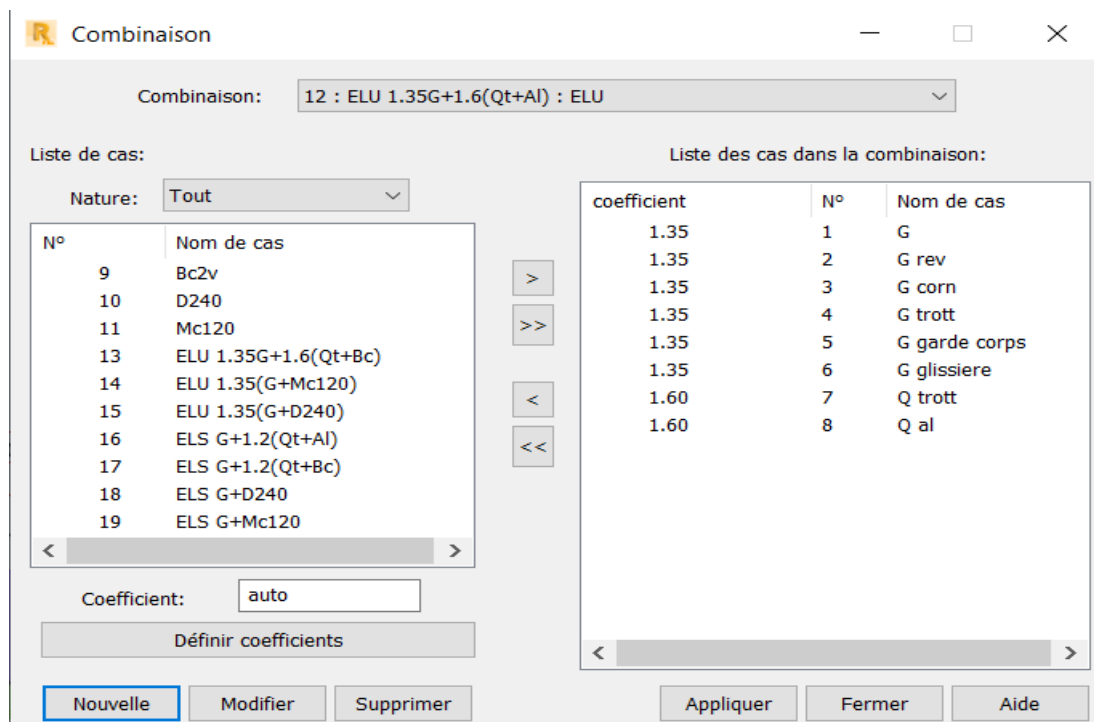
FigureVI.28. Définition de la charge roulante D240.

**VI.3.10. Combinaisons des charges**

Après la définition de toutes les charges nécessaires on passe finalement aux combinaisons et on les introduit avant le lancement du calcul.

**Tableau VI.1.** Les différentes combinaisons.

Actions de pondérations	Combinaisons
E.L.U	1.35 G +1.6 (Qt + Al)
	1.35 G +1.6 (Qt + Bc)
	1.35 (G+Mc120)
	1.35 (G+D240)
E.L.S	G + 1.2 (Qt + Al)
	G + 1.2 (Qt + Bc)
	G + D240
	G + Mc120



**FigureVI.29.** Les différentes combinaisons des charges.

### VI.3.11. Lancement du calcul

Après avoir terminé avec toutes les étapes de modélisation ainsi que l'introduction des différentes charges on lance le calcul afin d'avoir les différents moments et efforts du pont.

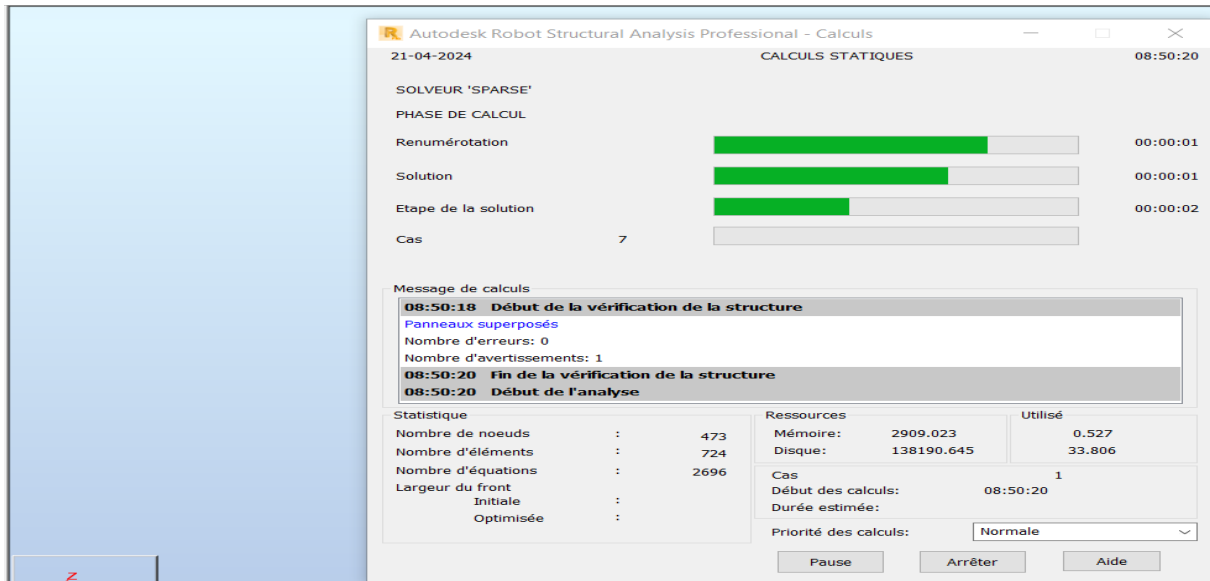


Figure VI.30. Lancement du calcul.

### VI.3.12. Efforts internes dans les poutres

#### ❖ Moment fléchissant

Après avoir lancé le calcul, on constate que la combinaison la plus défavorable est à L'ELU1.35 G+1.6 (Qt+Al) et donnée par les moments suivants :

$$M_{\max} = 431.73 \text{ T.m à L'E.L.U.}$$

$$M_{\max} = 320.75 \text{ T.m à L'E.L.S.}$$

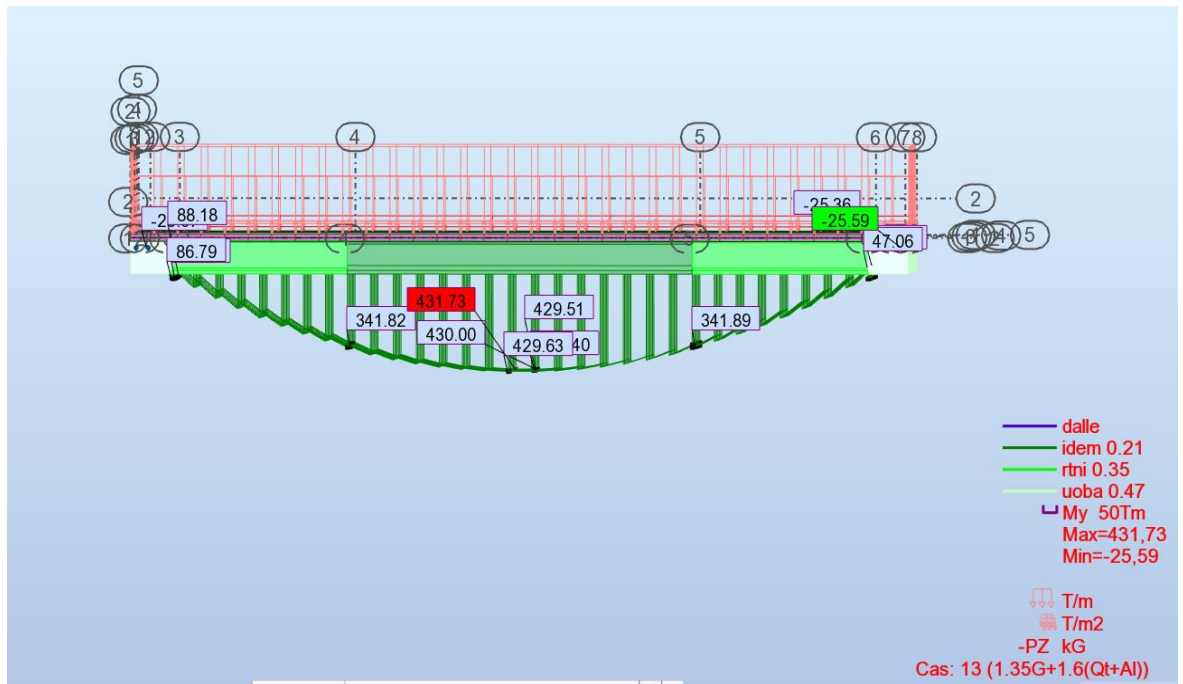


Figure VI.31. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.

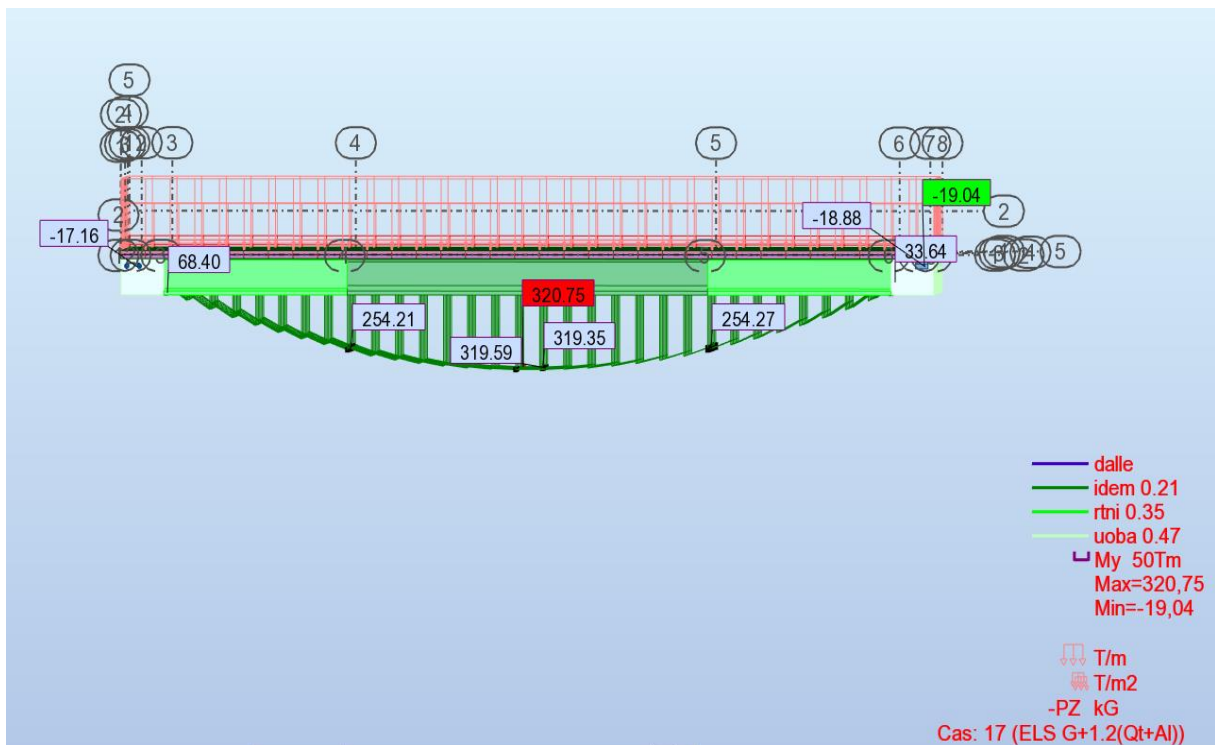


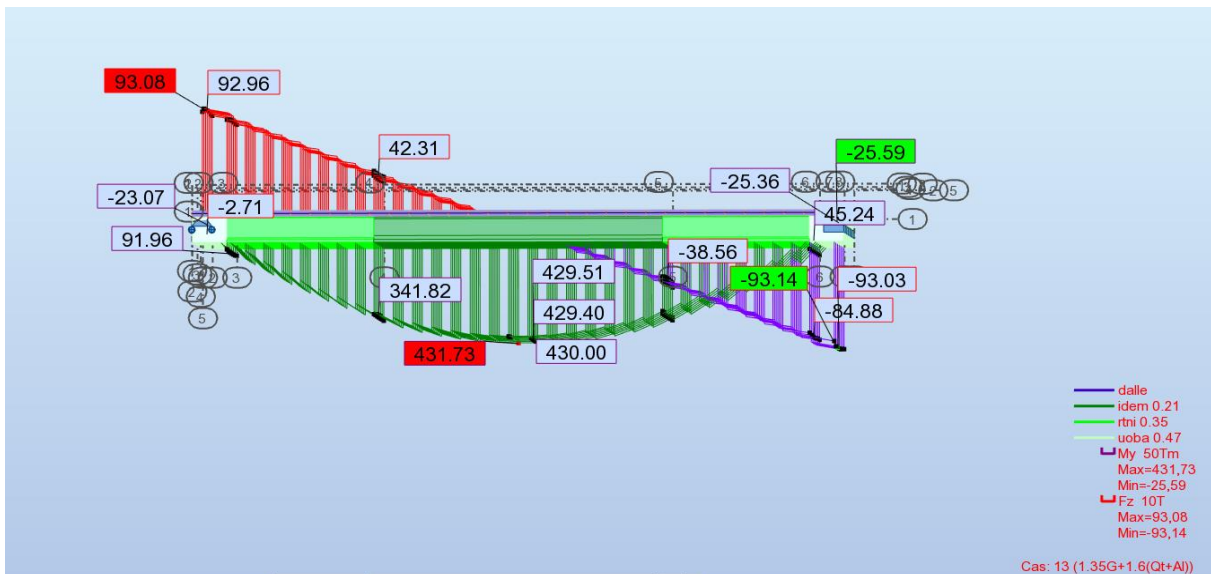
Figure VI.32. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.

❖ Effort tranchant

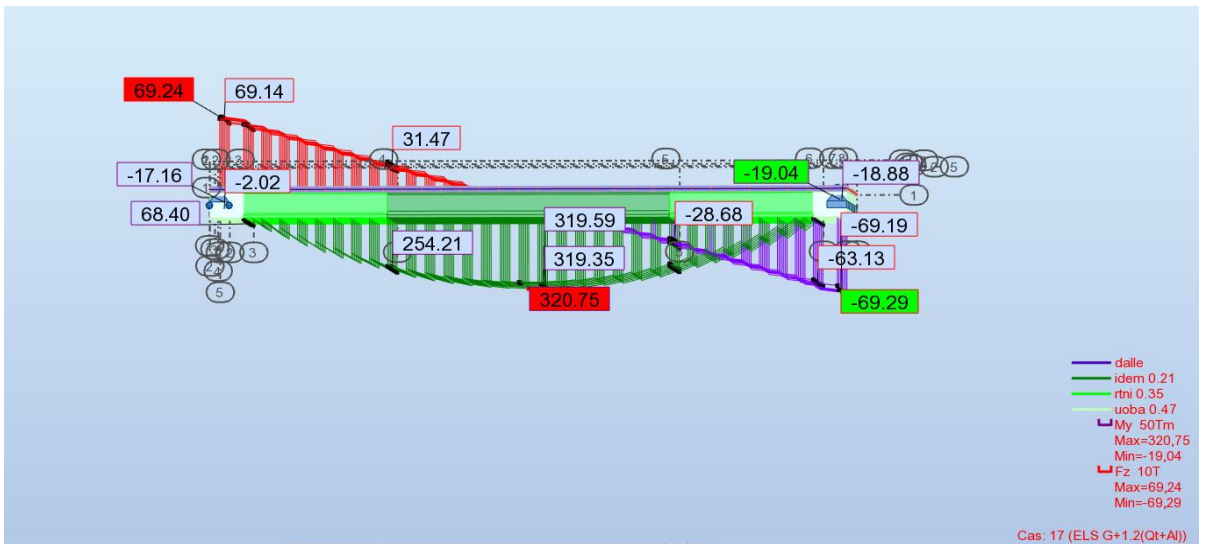
L'effort tranchant maximal est donné par la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U 1.35 G+1.6 (Qt+Al) et à l'E.L.S G+1.2 (Qt+Al), leurs valeurs est de :

$T_{max} = 93.08 \text{ T}$  à l'E.L.U.

$T_{max} = 69.24 \text{ T}$  à l'E.L.S.



FigureVI.33. Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.



FigureVI.34. Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.

VI.3.13. Efforts internes dans la dalle

❖ Moment fléchissant  $M_{YY}$

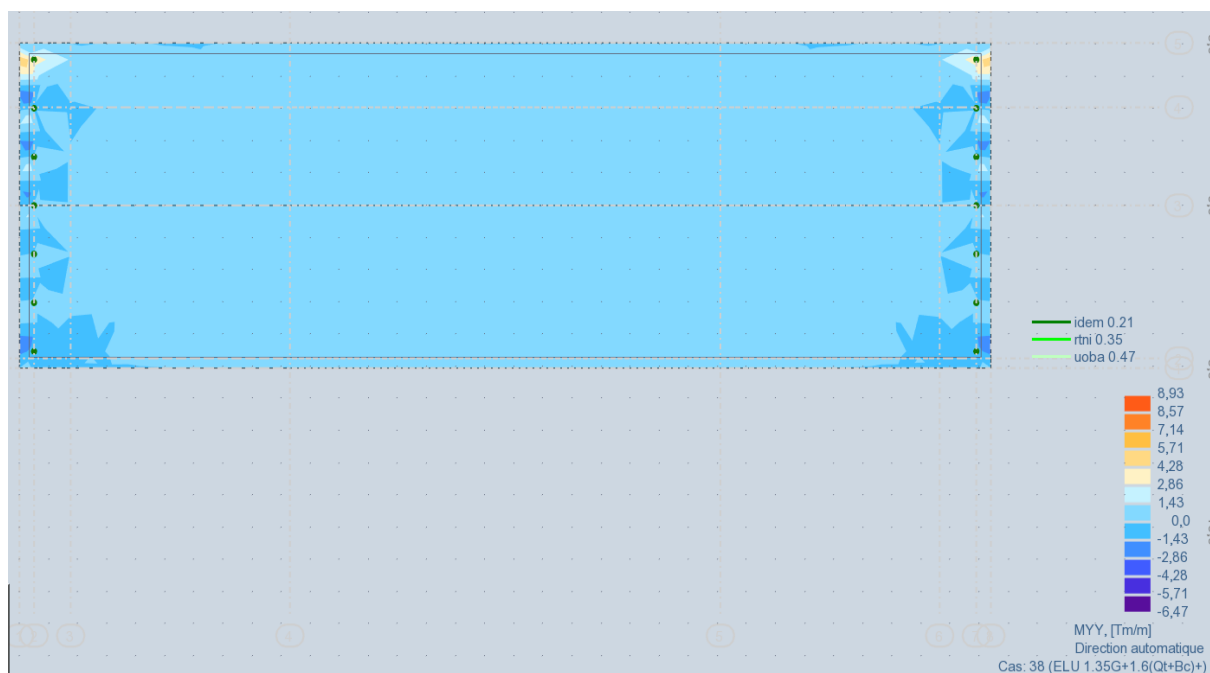


Figure VI.35. Diagramme du moment fléchissant  $M_{YY}$  sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.

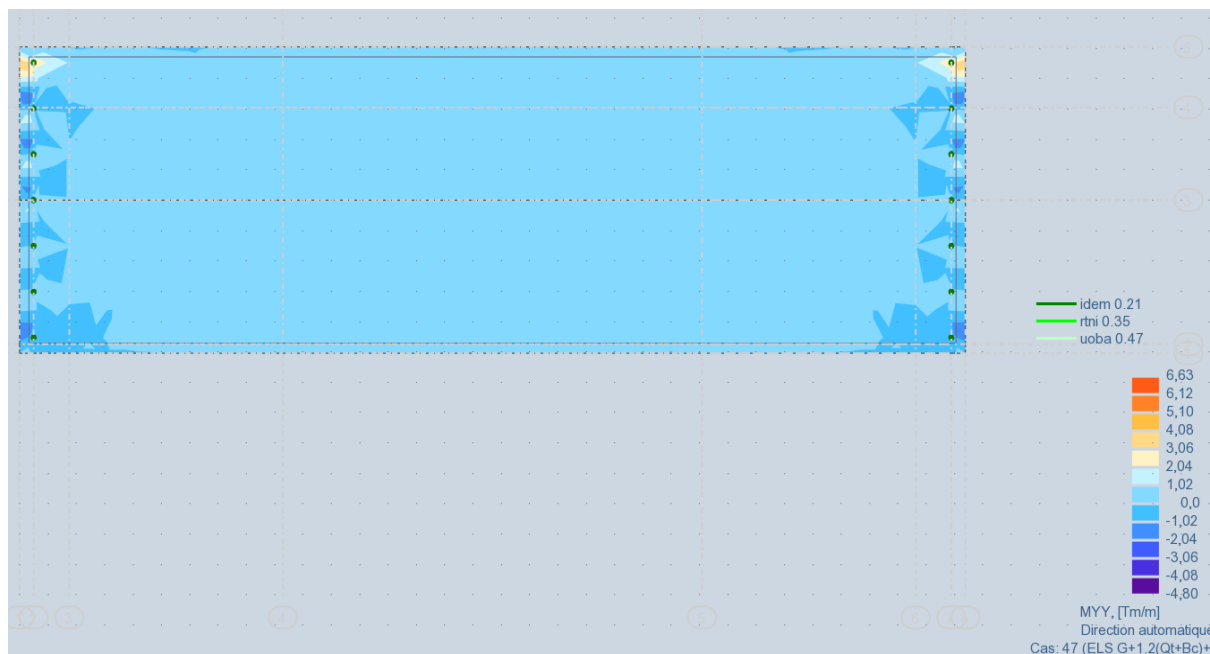
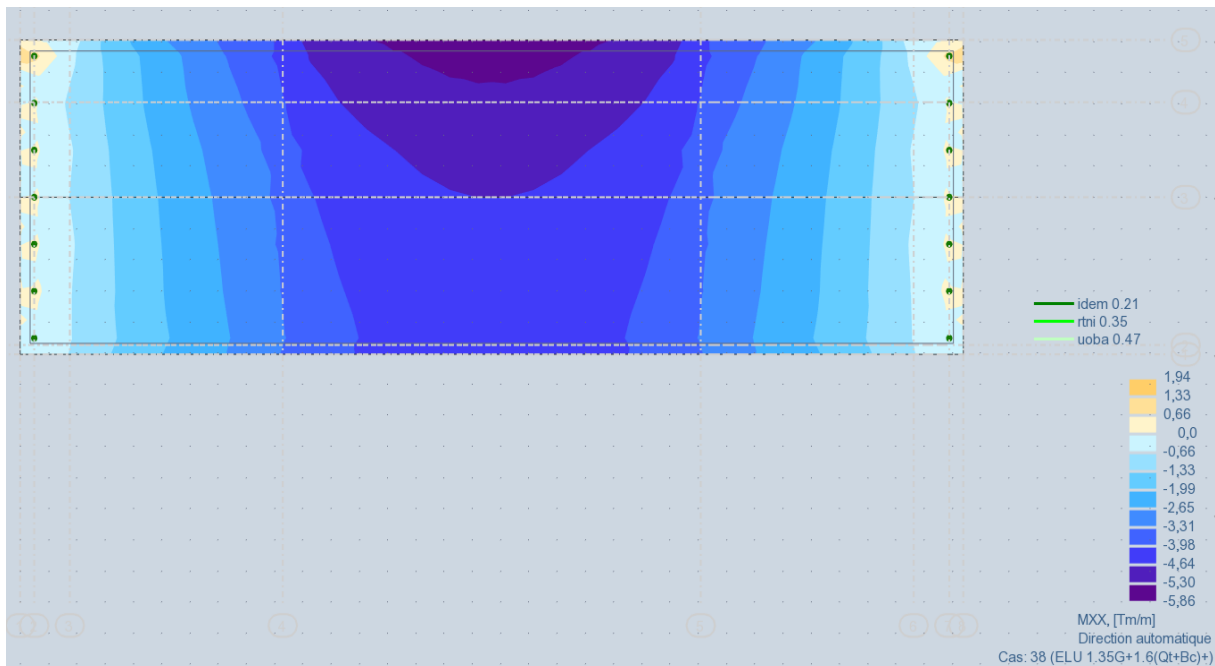
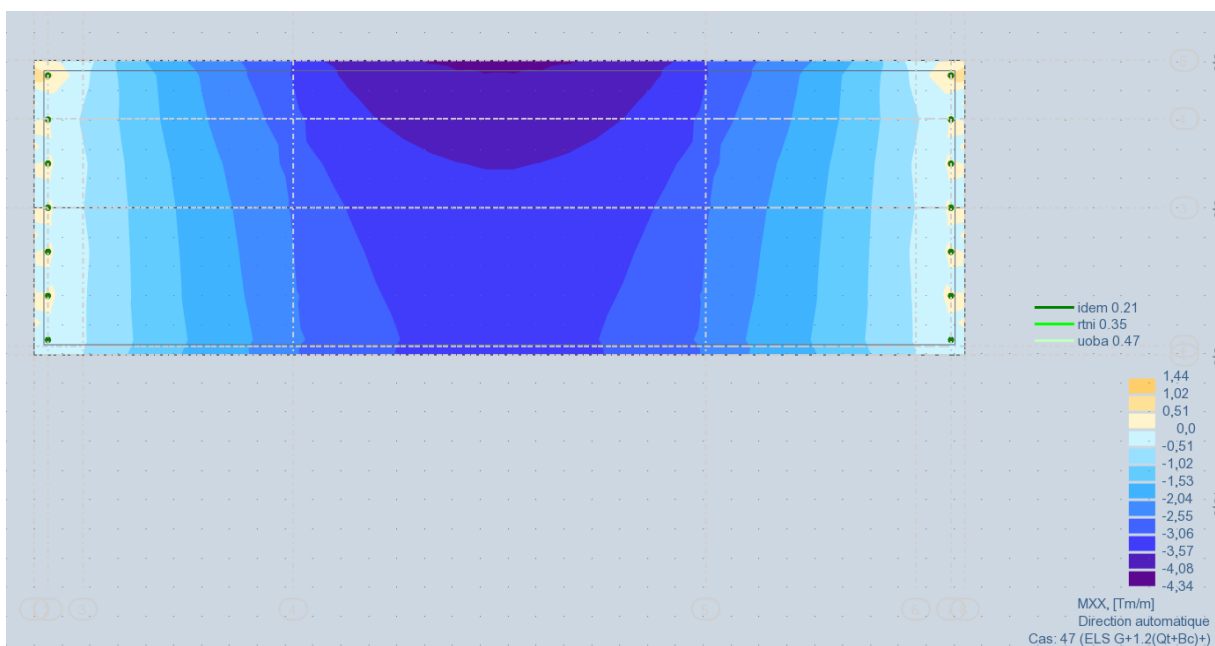


Figure VI.36. Diagramme du moment fléchissant  $M_{YY}$  sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.

❖ Moment fléchissant  $M_{XX}$



FigureVI.37. Diagramme du moment fléchissant  $M_{XX}$  sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.U.



FigureVI.38. Diagramme du moment fléchissant  $M_{XX}$  sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S.

**VI.4. Conclusion**

On constate que cette modélisation permet une conception précise et bien détaillée de l'ouvrage (viaduc), intégrant des éléments tels que les charges, les contraintes et les matériaux. Ce logiciel offre des outils avancés de simulation et d'analyse qui permettent aux ingénieurs de vérifier la sécurité, la robustesse et la durabilité d'un pont avant sa construction.

# *Chapitre VII*

## *Etude de l'hourdis*

## VII.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé utilisée comme couche de couverture pour le pont. Cette couche est conçue pour supporter la couche de roulement, telle que le revêtement ou la chape d'étanchéité, et pour transmettre les charges supplémentaires aux poutres. L'hourdis joue également un rôle d'entretoisement en assurant la redistribution transversale des efforts. On considère que le pont est rigidement entretoisé, ce qui signifie que, dans une section transversale donnée, les poutres demeurent dans le même plan et les moments correspondants sont générés par l'effort local, c'est-à-dire la flexion locale.

## VII.2. Calcul du ferrailage de l'hourdis

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple qui sont obtenus à l'aide de logiciel Robot, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S .

### VII.2.1. Ferrailage transversal de la dalle

La dalle fonctionne en flexion simple. Pour l'armature, on prend en compte une section transversale de la dalle ayant une hauteur  $h$  et une largeur  $b$  :

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{La hauteur utile : } d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm.}$$

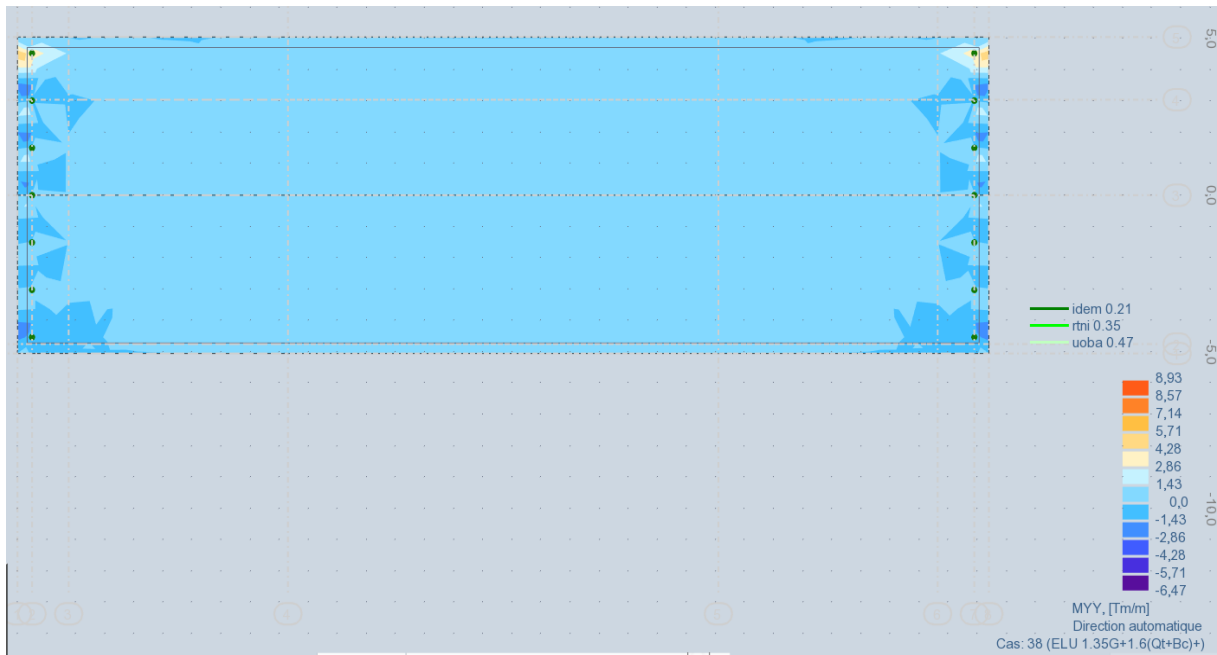
$$b = 100 \text{ cm.}$$

#### VII.2.1.1. Ferrailage aux appuis

Après avoir modélisé la dalle à l'aide du logiciel Robot, on a obtenu les résultats suivants :

➤ **E.L.U**

Les résultats obtenus à l'E.L. U, sont comme suit :



**FigureVII.1.** Diagramme du moment maximal  $M_{YY}$  a l'E.L.U.

On a :

$$M_u = 8.93 \text{ T. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{8.93}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.07$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc  $A'$  n'existe pas (section simplement armé).

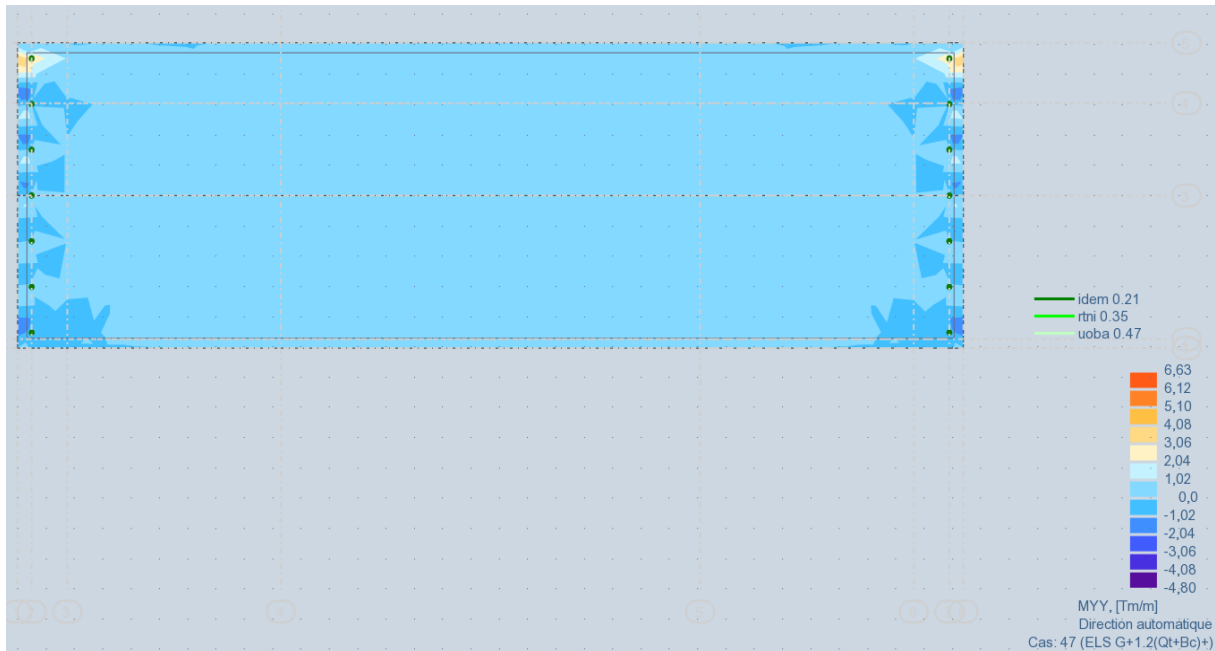
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}}{0.8} = 0.090$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.090) = 0.964$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.93}{0.964 \times 27 \times 10^{-2} \times 348} \times 10^2 = 9.86 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S



FigureVII.2. Diagramme du moment maximal  $M_{YY}$  à l'E.L.S.

On a :

$$M_{S \max} = 6.63 T.m$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} \quad ; \text{ les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right)$$

$$f_{tj} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67; 215.55)$$

$$\mu_s = \frac{6.63}{1 \times 0.27^2 \times 215.55} = 0.42$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.42}}{0.8} = 0.75$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.75) = 0.7$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.7 = 0.189$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6.63}{0.189 \times 215.55} \times 10^2 = 16.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour le **6HA20** (18.85 cm<sup>2</sup>).

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{2.4}{400}\right) 100 \times 27$$

$$A_{\min} \geq 3.726 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = \max(18.85 ; 3.726) = 18.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

- **Le béton**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18.85}{100} = 2.83 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 2.83 \times 27 = 152.82$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.83 + \sqrt{(2.83)^2 + 152.82} = 9.85$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 9.85^3}{3} + 15 \times [18.85 \times (27 - 9.85)^2] = 115018.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,\max}}{I} \times y_1 = \frac{6.63}{115018.86} \times 9.85 = 5.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.7 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{cj} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} < \sigma_b \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,\max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6.63}{115018.86} \times (27 - 9.85) = 148.29 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.4)^{\frac{1}{2}} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s = 148.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Espacement max**

$$e \leq \min(3h; 20 \text{ cm}) = \min(90; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

### VII.2.1.2 Ferrailage en travée

➤ **ELU**

On a :

$$M_u = 6.47 \text{ T.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6.47}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.052$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}}{0.8} = 0.067$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.067 = 0.9732$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.47}{0.9732 \times 0.27 \times 348} \times 10^2 = 7.08 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

On a :

$$M_{S \max} = 4.80 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.80}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.00305$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00305}}{0.8} = 0.003875$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.003875 = 0.9845$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.9845 = 0.266$$

$$A_s = \frac{M_{S,\max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.80 \times 10^2}{0.27 \times 215.55} = 8.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors :

On opte pour le **6HA14** (9.24 cm<sup>2</sup>).

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq \left( 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right) b \times d \quad , \quad A_{\min} \geq A_{\min} \geq \left( 0.23 \times \frac{2.4}{400} \right) 100 \times 27$$

$$A_{\min} \geq 3.726 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s, A_u) = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

- **Béton**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.39 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 * 1.39 \times 27 = 75.06$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.39 + \sqrt{1.39^2 + 75.06} = 7.38$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 7.38^3}{3} + 15 [9.24 (27 - 7.38)^2] = 66751.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,\max}}{I} \times y_1 = \frac{4.80}{66751.5} \times 7.38 = 5.3 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{cj} = 18 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} < \sigma_b \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **Acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,\max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4.80}{66751.5} \times (27 - 7.38) = 211.6 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a ;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.4)^{\frac{1}{2}} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s = 211.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

• **Espacement max**

$$e \leq \min (3h; 20 \text{ cm}) = \min(90 ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Donc :

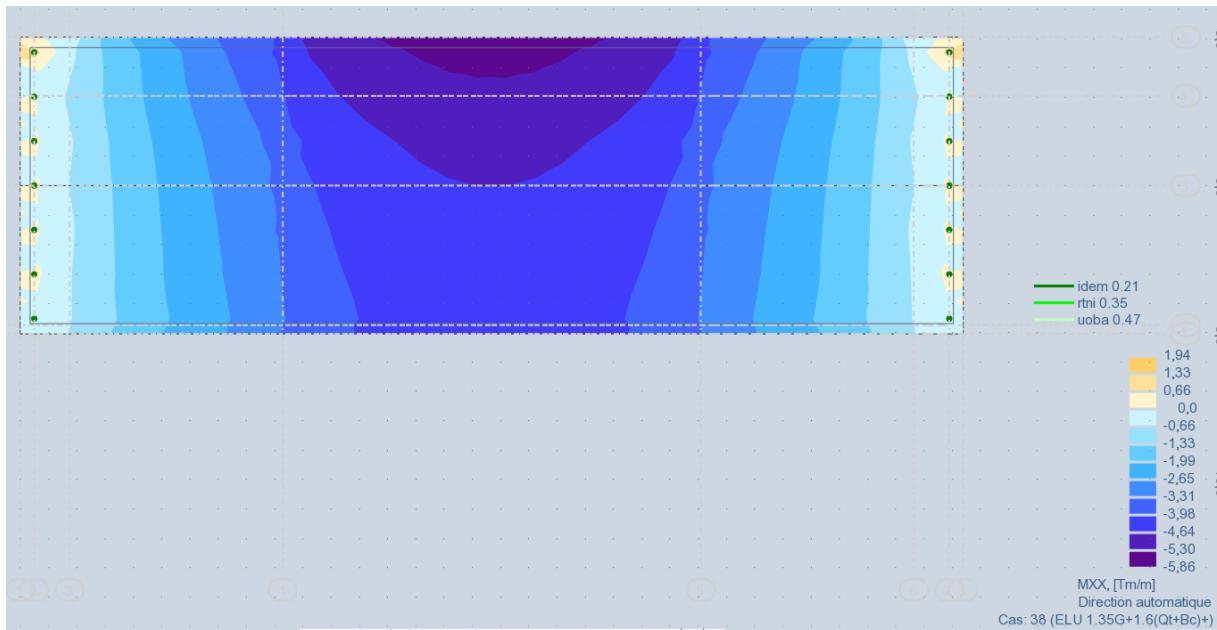
$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

## VII.2.2 Ferrailage Longitudinal de la dalle

### VII.2.2.1 Ferrailage aux appuis

➤ **ELU**

Les résultats obtenus après la modélisation sur Robot à l'ELU sont comme suit :



FigureVII.3. Diagramme du moment maximal  $M_{xx}$  à l'E.L.U.

On a :

$$M_{u \max} = 1.94 \text{ T.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.94}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.016$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas.

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}}{0.8} = 0.025$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.025 = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.99 = 0.267$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{s \max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{1.94}{0.267 \times 348} \times 10^2 = 2.09 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S**

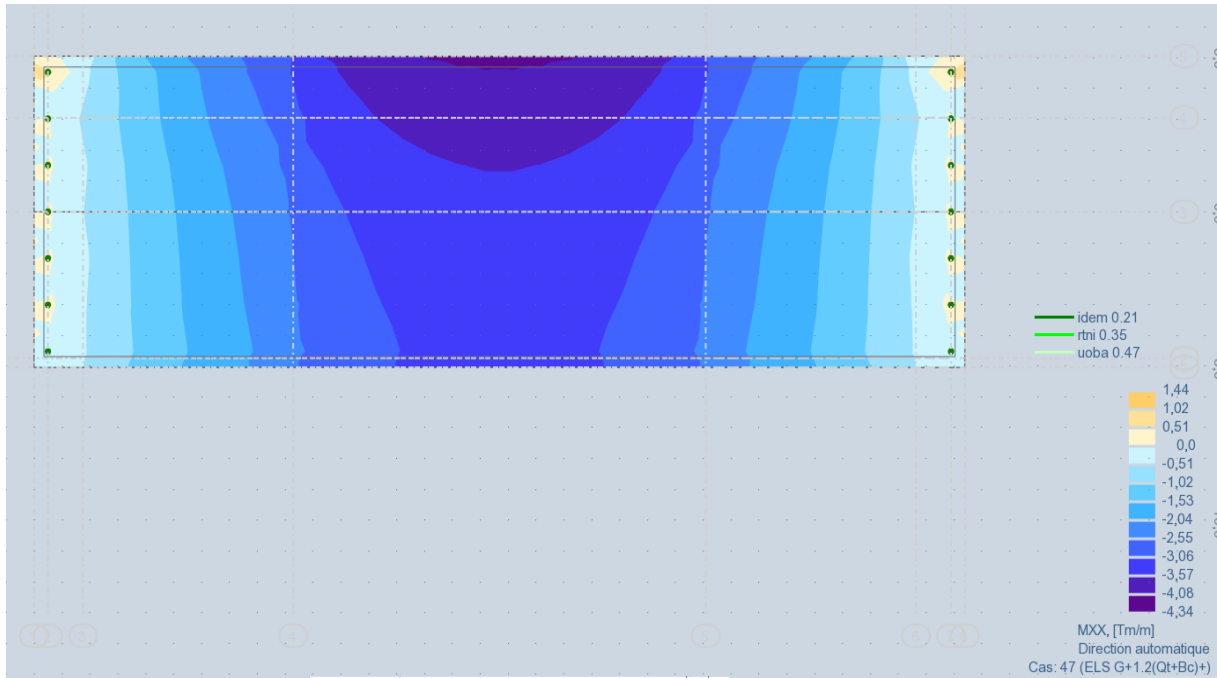


Figure VII.4. Diagramme du moment maximal  $M_{XX}$  a l'E.L.S.

On a :

$$M_{S \max} = 1.44 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.44}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.00092$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00092}}{0.8} = 0.0025$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0025 = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.99 = 0.27$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.44}{0.27 \times 215.55} \times 10^2 = 2.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

On opte pour le **5HA12** (5.65 cm<sup>2</sup>).

## VII.2.2.2 Ferrailage en travée

## ➤ ELU

On a :

$$M_{u \max} = 5.86 \text{ T.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{5.86}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.047$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas.

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}}{0.8} = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.06 = 0.976$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.976 = 0.26$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{5.86}{0.26 \times 434.78} \times 10^2 = 5.18 \text{ cm}^2$$

## ➤ ELS

On a :

$$M_{S \max} = 4.34 \text{ T.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S.\max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.34}{100 \times 10^{-2} \times 27^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.0028$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0028}}{0.8} = 0.00375$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.00375 = 0.9985$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.27 \times 0.9985 = 0.27$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{4.34}{0.27 \times 215.55} \times 10^2 = 7.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

On opte pour le **5HA14** (7.70cm<sup>2</sup>).

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.4$$

$$A_{min} \geq 3.726 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = 7.70 \text{ cm}$$

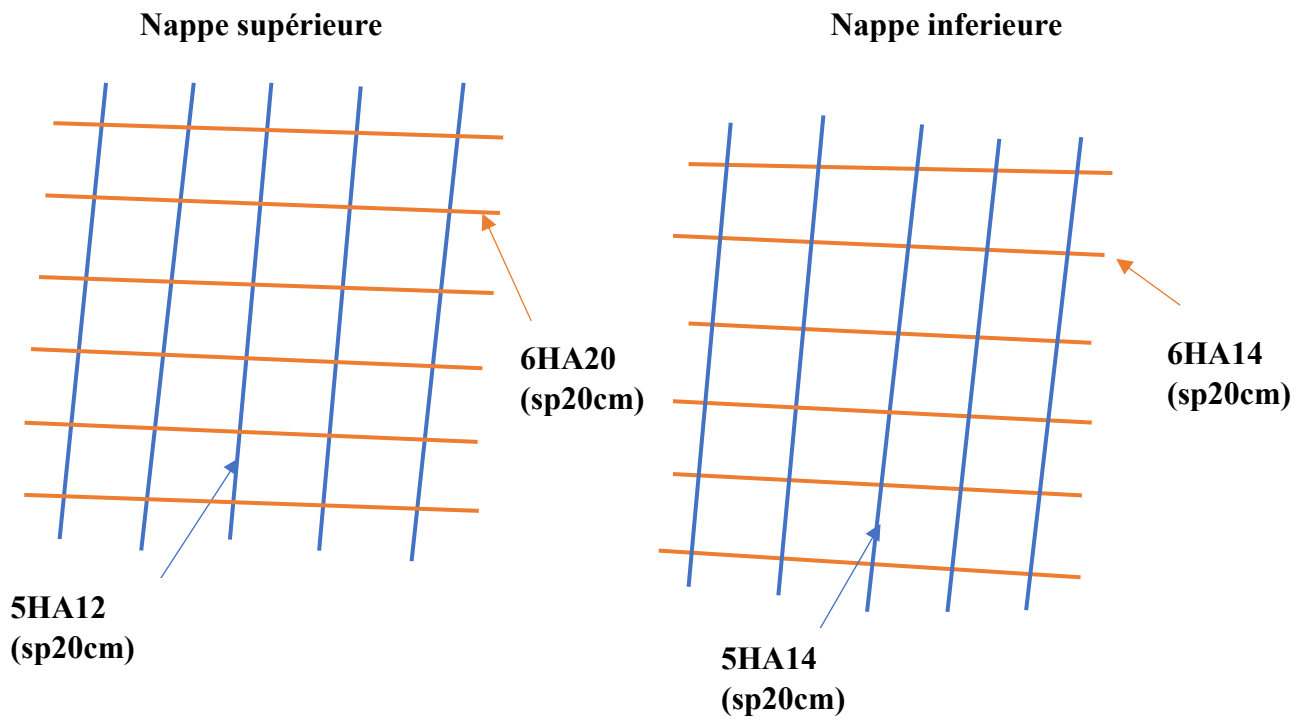
### VII.3. Ferrailage général de la dalle

On a recapituler les deux sens de ferrailage dans le tableau ci-dessous :

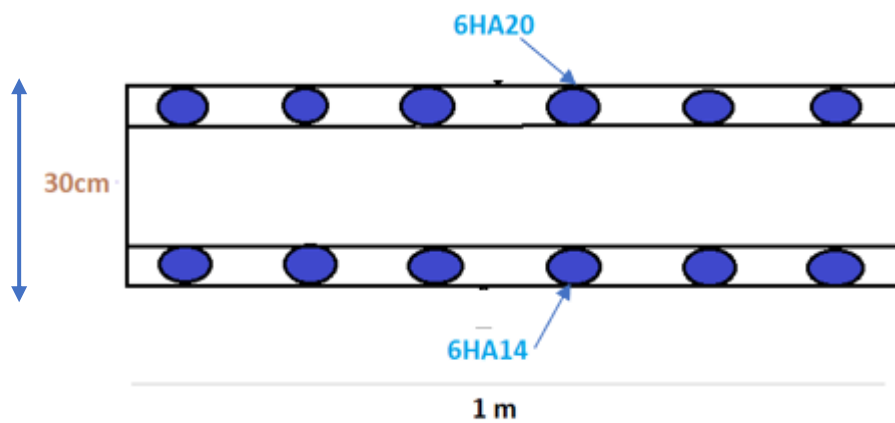
**Tableau VII.1.** Récapitulative du ferrailage.

Sens transversal y-y		Sens longitudinal x-x	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
6HA14	6HA20	5HA14	5HA12

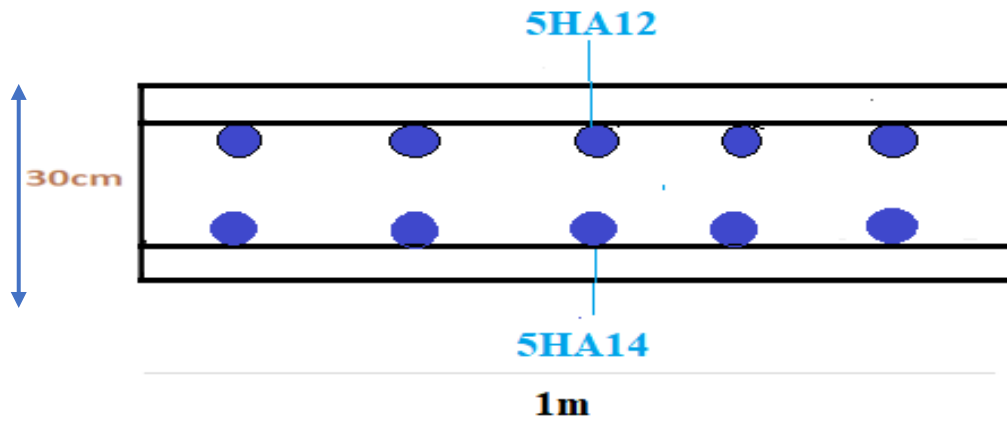
➤ Schémas du ferrailage de la dalle



FiguresVII.5. Vue en plan du ferrailage de la dalle.



FigureVII.6. Ferrailage transversal de la dalle.



FigureVII.7. Ferrailage longitudinal de la dalle.

#### VII.4. Conclusion

L'étude du platelage d'un pont a poutres est cruciale pour assurer sa sécurité, durabilité et fonctionnalité. Elle permet d'évaluer les matériaux, les charges supportées, et les méthodes de construction pour garantir un ouvrage résistant, sécurisé et conforme aux normes.

# *Chapitre VIII*

## *Etude de la Précontrainte*

### VIII.1. Introduction

Il est bien connu que le béton possède une excellente résistance à la compression mais une faible résistance à la traction. Par conséquent, il est logique de maximiser l'utilisation de sa résistance en compression, ce qui constitue l'objectif principal de la précontrainte. La précontrainte du béton, qui est solide en compression mais faible en traction, implique l'application de contraintes permanentes de compression. Ainsi, lorsque des charges extérieures créent des forces de traction dans le béton armé, elles entraînent une compression dans le béton précontraint.

### VIII.2. Historique de la précontrainte

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance, avant de le mettre en place, pour qu'il résiste mieux aux forces qui l'étirent. Cette méthode a été inventée par M. Freyssinet, qui s'est inspiré des arches où la compression compense les tractions. Avant, d'autres ingénieurs avaient essayé de comprimer le béton, mais ça n'a pas marché à cause des problèmes comme le retrait et les déformations lentes. En 1928, M. Freyssinet a déposé des brevets décrivant comment ça fonctionne et comment le faire, avec des câbles, des ancrages et d'autres outils.

### VIII.3. Types de la précontrainte

Ces différentes méthodes peuvent être regroupées en deux grandes catégories :

#### VIII.3.1. Précontrainte par pré-tension

La précontrainte par pré-tension consiste à tendre les armatures avant de couler le béton. Cela implique de tendre les aciers en utilisant le coffrage lui-même, les culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif permettant de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Ce processus peut être réalisé en usine ou sur le chantier.

#### X.3.2. Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. 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.

**N.B :** Pour le cas de notre ouvrage on a opté pour la précontrainte par Post-tension.

### VIII.4. Etude de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse.

#### VIII.4.1 Précontrainte minimal

On se proposera 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.

- Sous  $1,35 G + 1,6 (Q_t + A_t)$

$$M_{\max} = 431,73 \text{ t. m}$$

- Sous  $G$

$$M_{\min} = 184,77 \text{ t. m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 431,73 - 184,77 = 246,96 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 246,96 \text{ t.m}$$

Tableau VIII.1. Caractéristiques de la section médiane de la poutre.

	B (cm <sup>2</sup> )	IG (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	P (%)	H (cm)
Poutre seule	5108	13694241.3	65.7341425	84.2658575	0.48 = 48%	150
Poutre avec hourdi	9638	29682632.5	57.787923	122.212077	0.44 = 44%	180

- Les contraintes limites

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{t1} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = -2.4 \text{ Mpa} \quad (\text{Dans la section d'enrobage}).$$

$$\bar{\sigma}_{t5} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 2.4 = -3.6 \text{ Mpa} \quad (\text{Hors de la section d'enrobage}).$$

- **En section sous critique**

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

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{p}$$

- **En section sur critique**

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

$d'$  : L'enrobage des armatures.

$$d' = h - 0.9 h = 15\text{cm avec } (h = 150\text{cm})$$

- **Application**

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

$$\overline{\sigma_{ti}} = \overline{\sigma_{ts}} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{246,96 \times 10^3}{0.48 \times 150} + \frac{5108}{150} \times 150 (-2.4 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 3429.95 \text{ KN}$$

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

$$P_2 = \frac{431,73 \times 10^3 + 0.48 \times 5108 \times 57.79 \times (-2.4 \times 10^{-1})}{0.48 \times 57.79 + 84.26 - 15}$$

$$P_2 = 4100.28 \text{ KN}$$

$$P_1 = 3429.95 \text{ KN} < P_2 = 4100.28 \text{ KN}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_1$  n'est plus suffisant.

$$P_{\min} = \sup (P_1, P_2) = \sup (3429.95 \text{ KN}, 4100.28 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 4100.28 \text{ KN}$$

- **Alors l'excentricité  $e_0$**

$$e_0 = -(V' - d') = -(84.26 - 15) = -69.26 \text{ cm}$$

### VIII.4.2. Calcul du nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32 % :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0$$

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4100.28}{0.68} = 6029.82 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :  $n = \frac{P_0}{P_{01}}$

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons **8T12S** (1860 TBR).

- Limite de rupture garantie :  $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPA}$ .
- Limite d'élasticité garantie :  $f_{\text{peg}} = 1656 \text{ MPA}$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 190000 \text{ MPa}$ .
- Diamètre normal du câble : 12 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine : 5 cm.
- Section nominale du câble :  $120 \times 8 = 960 \text{ mm}^2$ .

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1656 = 1490,4 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1488 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \times A = 1488 \times 960 \times 10^{-3} = 1428,48 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est donne par :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{6029,82}{1428,48} = 4,22, \text{ alors on prend:}$$

**n = 5 cables de 8T12S**

$$P_{\min} = n \times P_{01}$$

$$P_{\min} = 5 \times 1428,48 = 7142,4 \text{ KN}$$

#### a) Vérification des sections

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{ts}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{CI}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{ti}} \end{array} \right.$$

$\overline{\sigma}_{\text{CI}}$  et  $\overline{\sigma}_{\text{cs}}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{\text{ts}}$  et  $\overline{\sigma}_{\text{ti}}$  : Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

• **Vérification des contraintes à la mise en tension**

La mise en tension intervient au 14<sup>ème</sup> jour, atteignant ainsi 50 de progression dans la construction.

❖ **Contrainte limite**

• **En compression**

La contrainte limite en compression est de :

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 30 = 25,64 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times 25,64 = 15,38 \text{ Mpa}$$

• **En traction**

La contrainte limite en traction est de :

$$f_{c14} = f_{cj} = 34.19 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{min} = 0.94 \times 7142,4 = 6713,86 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.14 = -3.21 \text{ Mpa} & \text{--- (Hors de la section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.14 \text{ Mpa} & \text{--- (Dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes en fibre supérieure**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P.e_0.V}{I} + \frac{M_{min}.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -69.26 \text{ cm}$$

A la mise d'en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $q_G = 1.5 \text{ t/ml}$  dans (Chapitre 5)

$$M_{min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.5 \times 33,4^2}{8} = 209.2 \text{ t. m} \Rightarrow 2092 \text{ KN. M}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6713,86}{5108} + 6713,86 \frac{(-69,26) \times 65,73}{13694241,3} + 2092 \frac{65,73 \times 10^2}{13694241,3} = 0.087 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0,87 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.976 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

## ❖ Vérification des contraintes en fibre inférieur

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 15,38 \text{ (A la fibre inferieure).}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ci} &= \frac{6713,86}{5108} - 6713,86 \frac{(-69,26) \times 84,26}{13694241,3} - 2092 \frac{84,26 \times 10^2}{13694241,3} = 2,89 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ &= 28,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ci} = 28,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,50 \text{ MPa (Condition non vérifiée).}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

## VIII.5 Tracé des câbles

### VIII.5.1 Positionnement

On dispose de trois câbles à l'about et deux câbles à l'extrados.

#### ➤ Principe

Pour atteindre un équilibre entre les moments extérieurs et la force de précontrainte appliquée, il est nécessaire que le moment dû à la précontrainte soit maximisé et négatif au niveau de la section médiane de la poutre, diminuant progressivement en direction des appuis, où les moments extérieurs sont maximums et positifs, s'annulant finalement. Les câbles de la première famille sont disposés de manière régulièrement espacée sur la section d'about afin d'assurer une précontrainte aussi centrée que possible et de minimiser la diffusion des efforts de précontrainte. L'angle d'inclinaison des câbles de cette première famille varie entre 2° et 20°.

#### ❖ Câble d'about

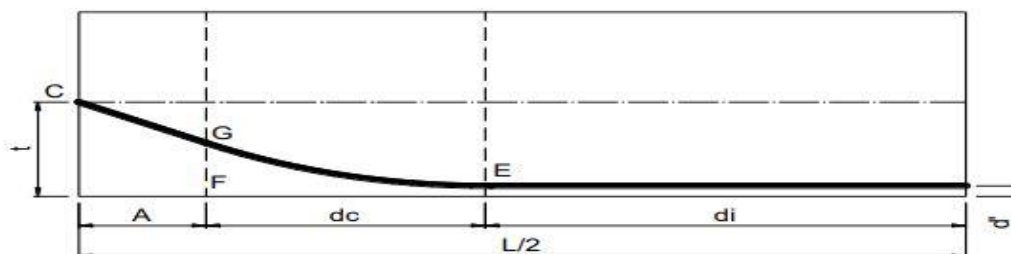


Figure VIII.1. Tracé du câble.

Avec :

**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 :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

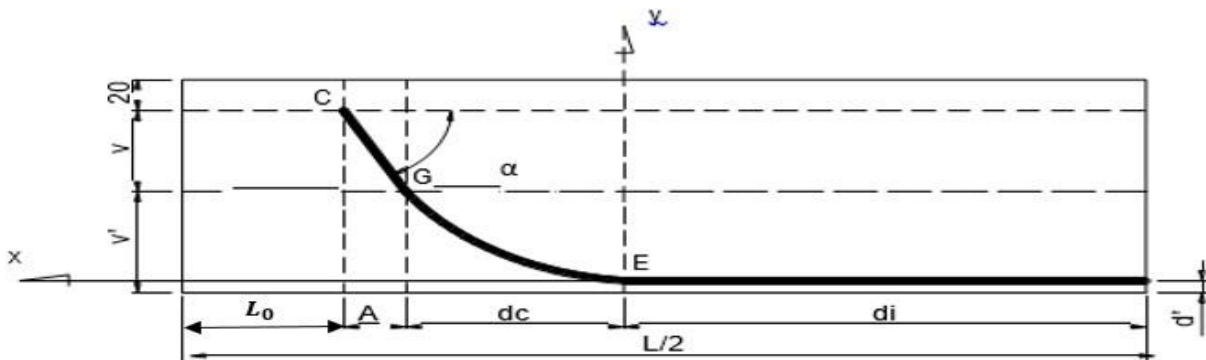
$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

**A** : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

❖ **Câble émergent (extrados)**



Figures VIII.2. Trace des câbles émergent.

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = \frac{33.4}{4} = 8.35m$$

On prend  $L_0 = 3m$  pour le câble n°4 et  $L_0 = 5m$  pour le câble n°5

**EG** : tronçon parabolique d'équation  $Y = a \cdot X^2$

Pour :

$$X = dc \rightarrow Y = a \cdot c^2 \quad \text{----- (1)}$$

$$Y = v' - d' \text{----- (2)}$$

$$Y (dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \quad \text{----- (3)}$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot Y}{\tan \alpha} \quad \text{----- (4)}$$

On remplace (2) dans (4) :

$$dc = \frac{2 \cdot (V' - d')}{\tan \alpha} \quad \text{----- (5)}$$

### VIII.5.2. Application au projet

#### ❖ Câbles d'about (aux appuis)

Les câbles seront arrangés de manière à aligner la résultante des forces de précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about. Dans ce scénario, une seule rangée d'ancrage est présente à l'about, avec trois câbles disposés verticalement.

- La force d'ancrage lors de la tension initiale est de 1486,4 kN.
- En tenant compte de l'enrobage minimal, fixé à  $c = 10$  cm.

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times V' = P_1 \times d + P_2 \times (a' + d) + P_3 \times (2a' + d).$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

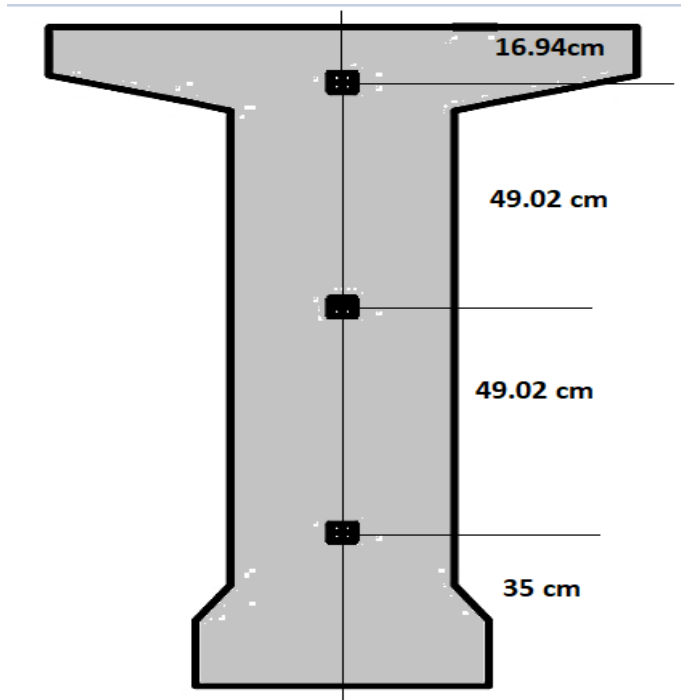


Figure VIII.3. Disposition des câbles de précontrainte.

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ, \alpha_2 = 13^\circ, \alpha_3 = 18^\circ.$$

➤ **Exemple de calcul**

• **Câble d'about**

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan \alpha} (0.35 - \tan 5 - 0.15) = 2.57 \text{ m}$$

$$a = \frac{2}{\tan \alpha} = \frac{\tan 5}{2 \times 2.57} = 0.017$$

• **Câble émergent (extrados)**

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (V' - d') = dc = \frac{2}{\tan 25} (84.26 - 15) = 2,97 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.97} = 0,079$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

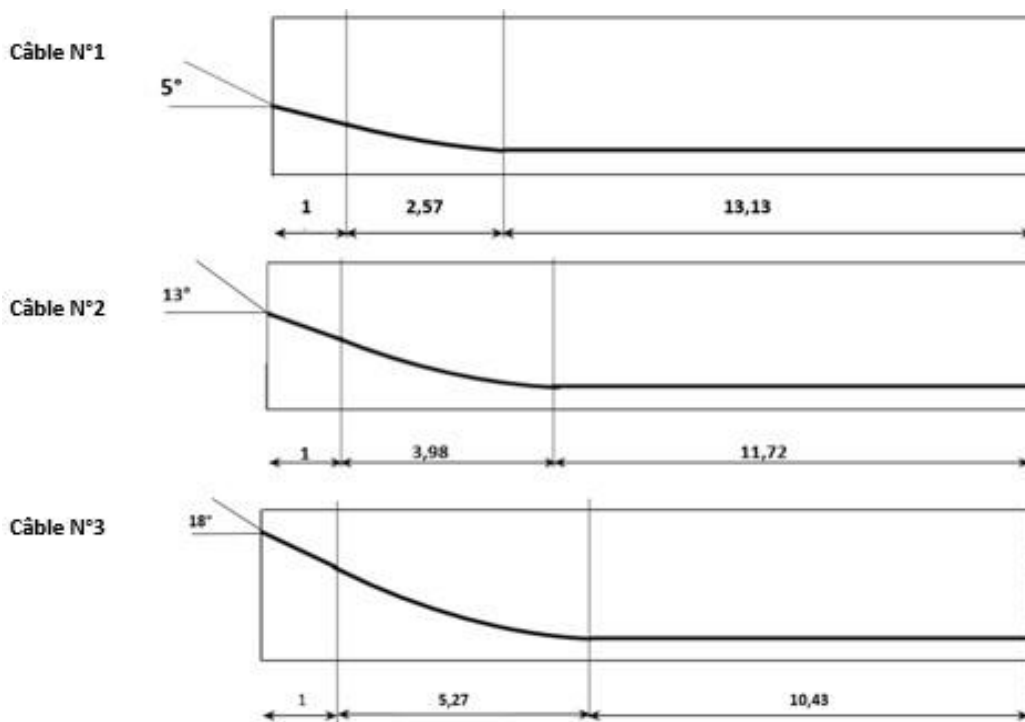
Tableau VIII.2. Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles.

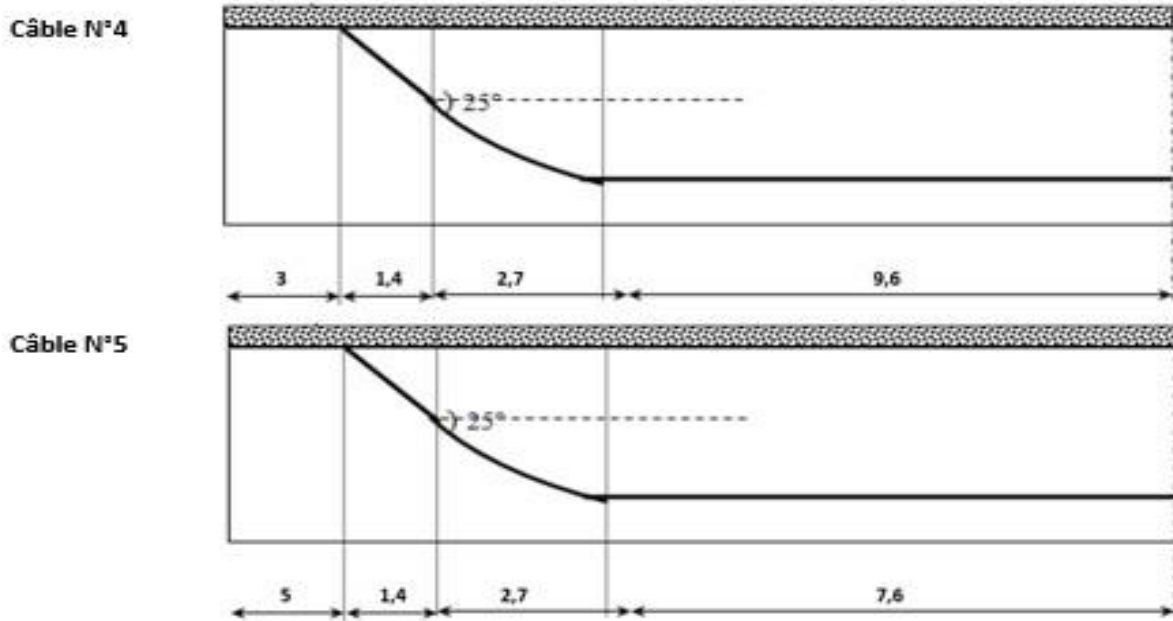
	N°câble	a(°)	tan α	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1ère famille	1	5	0.0875	0.3500	0.15	2.57	0.017
	2	13	0.2309	0.8402	0.15	3.98	0.029
	3	18	0.3250	1.3304	0.15	5.27	0.031
2ème famille	4	25	0.4663	1.5	0.21	2.7	0.086
	5	25	0.4663	1.5	0.21	2.7	0.086

Pour la 2<sup>ème</sup> famille :

$$b = \frac{V}{\tan \alpha} = \frac{65.73}{\tan 25} = 140,96 \text{ cm} = 1,4 \text{ m}$$

VIII.5.3. Tracé des câbles





Figures VII.4. Tracé 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

$$L_C = \frac{1}{4a} \left[ \ln \left( 2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5+A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 1ere famille.}$$

$$L_r = \frac{A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 2ème famille.}$$

$$L_d = d_1$$

➤ Exemple de calcul

$$L_r = \frac{0.5+1}{\cos 5} = 1.50 \text{ ----- (Pour les câbles de 1ere famille).}$$

$$L_r = \frac{1.4}{\cos 25} = 1.54 \text{ ----- (Pour les câbles de 2ème famille).}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0,017} [\ln (2 \times 0,017 \times 2,57 + \sqrt{1 + (2 \times 0,017 \times 2,57)^2}) + 2 \times 0,017 \times 2,57 \sqrt{1 + (2 \times 0,017 \times 2,57)^2}] = 2,57 \text{ m ---(Pour les câbles de la 1 ère famille).}$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0,086} [\ln (2 \times 0,086 \times 2,7 + \sqrt{1 + (2 \times 0,086 \times 2,7)^2}) + 2 \times 0,086 \times 2,7 \sqrt{1 + (2 \times 0,086 \times 2,7)^2}] = 2,8 \text{ m ---(Pour les câbles de la 2eme famille).}$$

Tableau VIII.3. Récapitulatif des longueurs des câbles.

N°Cables	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt x 2
1	1.50	2.57	13.13	17.20	34.4
2	1.54	4.01	11.72	17.27	34.54
3	1.58	5.36	10.43	17.37	34.74
4	1.54	2.79	9.6	13.93	27.86
5	1.54	2.79	7.6	11.93	23.86

➤ **Câble moyen fictif**

Dans un élément en béton précontraint, qui est parcouru par plusieurs câbles et dans chaque portion de cet élément, il est possible de simuler la présence d'un unique câble passant par le point où la résultante des forces de précontrainte s'applique. Les emplacements où ce câble fictif passe sont définis pour chaque portion en calculant la distance e depuis le centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure. La position du câble fictif est alors calculée dans chaque portion selon les formules suivantes :

- **Section d'about** :  $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à Xm de l'appui** :  $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$  avec  $X_i = dc + 1 - (X)$

À la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Section d'appui** : 3 câbles

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.35 \text{ m}$

Câble n° (2) :  $t_2 = 0.8402 \text{ m}$

Câble n° (3) :  $t_3 = 1.3304 \text{ m}$

• **Position du câble moyen à l'about**

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.35 + 0.8402 + 1.3304}{3} = 0.8402 \text{ m}$$

❖ **Section à 1m de l'appui**

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = d_c + 1 - (X)$$

Câble n° (1) : t1= 0.262 m

Câble n° (2) : t2= 0.609 m

Câble n° (3) : t3=1.011 m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.262 + 0.609 + 1.011}{3} = 0.627 \text{ m}$$

**Tableau VIII.4.** Cable moyen fictif.

Section d'about			Section à 1 m de l'about			Section à 3 m de l'about					
Câble	Ti	t <sub>moy</sub>	Câble	Ti	T <sub>moy</sub>	Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
1	0.35	0.8402	1	0.262	0.627	Câble	Ti	T <sub>moy</sub>	Câble	Ti	T <sub>moy</sub>
2	0.8402		2	0.609		1	0.155	0.3	1	0.155	0.575
3	1.3304		3	1.011		2	0.264		2	0.264	
					3	0.481	3		0.481		
									4	1.5	

Section à 5 m de l'about						Section du câble équivalent à la section 0,5					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant			Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy
1	0.185	0.178	1	0.185	0.479	1	0.15	0.15	1	0.15	0.174
2	0.15		2	0.15		2	0.15				
3	0.2		3	0.2		3	0.15				
		4	0.36	4		0.21					
		5	1.5	5		0.21					

**VIII.5.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes**

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat. Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. D'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

➤ **Composante de la précontrainte à la section d'appui**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$V = \sum p^i \cdot \sin \alpha^i = p \cdot \sum \sin \alpha$$

$$N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha$$



Figure VIII.5. Composante de la force précontrainte.

Avec :

**Z** : La distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

**Zi** : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ( $Z_i = t_i$ ).

$$P. \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Aussi :

$$N = P \sum \cos \alpha_i$$

➤ **Section d'about (poutre seul)**

**Tableau VIII.5.** Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seul).

N° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Zi (m)	Zi x cosa	Zi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )
1	5	0.0871	0.9962	0.35	0.3487	0.1225
2	13	0.2249	0.9744	0.8402	0.8187	0.7059
3	18	0.3090	0.9510	1.3304	1.2652	1.7699
$\Sigma$	/	/	2.9216	2.5206	2.4326	2.5983

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.4326}{2.9216} = 0,8326 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec :} \quad \phi_{\text{gaine}} = 6 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe ( $\Delta$ ), passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \times \sum Z I^2 \quad n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0.06^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.06^2}{4} \times 2.5983 = 734279.58 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6^2}{4} = 28.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 28.26 = 3 \times 28.26 = 84.78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 83.26 \times 84.78 = 7058.7828 \text{ cm}^3$$

Tableau VIII.6. Caractéristiques de la section d’about sans hourdis.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	7834	83.26	640610	68851109.4
Gaines	84.78		7058.7828	734279.58
Section nette	<b>7749.22</b>		<b>633551.2172</b>	<b>68116829.82</b>

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
81.75	68.25	16319727.03	37.74	1.51

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{633551.2172}{7749.22} = 81.75 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 81.75 = 68.25 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 68116829.82 - \frac{(633551.2172)^2}{7749.22} = 16319727.03 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{16319727.03}{7749.22 \times 68.25 \times 81.75} \times 100 = 37.74 \%$$

$$e_p = Z - V' = 83.26 - 81.75 = 1.51 \text{ cm}$$

➤ Section d’about (poutre + hourdis)

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VIII.7. Caractéristiques de la section d’about + hourdis.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	<b>12364</b>	83.26	<b>1388060</b>	<b>192520109</b>
Gaines	84.78		7058.7828	734470.335
Section nette	12279.22		<b>1381001.2172</b>	<b>191785638.665</b>

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
112.47	57.53	36469229.16	39.1	-29.21

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1381001.2172}{12279.22} = 112.47 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 180 - 112.47 = 67.53 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 191785638.665 - \frac{(1381001.2172)^2}{12279.22} = 36469229.16 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{36469229.16}{12279.22 \times 67.53 \times 112.47} \times 100 = 39.1 \%$$

$$e_P = Z - V' = 83.26 - 112.47 = -29.21 \text{ cm}$$

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau VIII.8.** Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (cm <sup>2</sup> )	7749.22	12279.22	7749.22	12279.22
V' (cm)	81.75	112.47	81.75	112.47
V (cm)	68.25	57.53	68.25	57.53
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	16319727.03	36469229.16	16319727.03	36469229.16
ρ (%)	37.74	39.1	37.74	39.1
e <sub>p</sub> (cm)	1.51	-29.21	1.51	-29.21

**Tableau VIII.9.** Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

Section	Section à 0.25L de l'about		Section à 0.5L de l'about.	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (cm <sup>2</sup> )	5023.22	9553.22	6387.22	9553.22
V' (cm)	84.11	108.48	84.28	122.56
V (cm)	65.89	61.52	65.72	27.44
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	14408262.99	26254683.39	14281868.3	30140571.54
ρ (%)	41.24	42.1	51.33	93.81
e <sub>p</sub> (cm)	-69.41	-93.78	-1.02	-39.3

## ❖ Pour Section à 0.5L de l'about (section intermédiaire) POUTRE

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{536798 - 7058.7828}{6387.22} = 82.94 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 82.94 = 67.06 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B} = 59453102.9 - \frac{(536798 - 7058.7828)^2}{6387.22} = 15517926.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{15517926.37}{6387.22 \times 67.06 \times 82.94} \times 100 = 43.68 \%$$

$$e_P = Z - V' = 83.26 - 82.94 = 0.43 \text{ cm}$$

## ❖ Pour Section à 0.5L de l'about (section intermédiaire) POUTRE + HOURDIS

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{1284248 - 7058.7828}{10917.22} = 116.98 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 180 - 116.98 = 63.02 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B} = 183122103 - \frac{(1284248 - 7058.7828)^2}{10917.22} = 33705649.31 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{33705649.31}{10917.22 \times 63.02 \times 116.98} \times 100 = 41.88 \%$$

$$e_P = Z - V' = 83.26 - 116.98 = -33.72 \text{ cm}$$

## ❖ Pour Section à 0.25L de l'about (médiane) POUTRE

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{430430 - 7058.7828}{5023.22} = 84.28 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 84.28 = 65.72 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B} = 49964794.3 - \frac{(430430 - 7058.7828)^2}{5023.22} = 14281868.3 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{14281868.3}{5023.22 \times 84.28 \times 65.72} \times 100 = 51.33\%$$

$$e_P = Z - V' = 83.26 - 84.28 = -1.02 \text{ cm}$$

## ❖ Pour Section à 0.25L de l'about (médiane) POUTRE+ HOURDIS

$$V' = \frac{S\Delta}{B} = \frac{1177880 - 7058.7828}{9553.22} = 122.56 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 180 - 122.56 = 57.44 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 173633794 - \frac{(1177880 - 7058.7828)^2}{9553.22} = 30140571.54 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{30140571.54}{9553.22 \times 122.56 \times 57.44} \times 100 = 44.82\%$$

$$e_P = Z - V' = 83.26 - 122.56 = -39.3 \text{ cm}$$

### VIII.6. Calcul des pertes tensions

De manière générale, les pertes de précontrainte font référence à toute disparité entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force réelle exercée sur une armature à un moment donné. Pour évaluer les valeurs initiales et finales de la précontrainte, il est essentiel de comprendre précisément l'évolution des pertes de précontrainte. À cette fin, les pertes sont généralement classées en deux catégories distinctes :

#### ➤ Pertes instantanées

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des encrages.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

#### ➤ Pertes différées

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

### VIII.6.1. Pertes instantanées

#### VIII.6.1.1. Pertes 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 :  $\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{(-f\alpha - \phi x)}$

Avec :

$\sigma_{P0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa}$ .

$f$  : Coefficient de frottement angulaire.

$f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Tableau VIII.10. Pertes par frottement.

Section	A	$\sigma_{P0}$	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$
		MPA								
Câble1	5	1488	0.00	23.12	1	26.05	8.35	47.38	16.7	71.24
Câble2	13	1488	0.00	59.57	1	62.17	8.35	82.98	16.7	106.25
Câble3	18	1488	0.00	81.77	1	84.58	8.35	105.06	16.7	127.96
Câble4	25	1488					5.35	126.95	13.7	149.5
Câble5	25	1488					3.35	121.5	11.7	144.13
Valeur moy de 3 câbles				164.46		57.6		78.47		101.81
Valeur moy de 5 câbles								96.774		119.816

VIII.6.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Ces pertes résultent du glissement des torons à l'intérieur des clavettes, ainsi que du mouvement de ces clavettes à l'intérieur des plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Lorsque le câble est tendu, l'effort de traction bloque les clavettes dans les ancrages grâce à l'effet de coin. Ce glissement, aussi appelé tassement, varie généralement de 1 à 12 mm, dépendant de la robustesse de l'ancrage et de la méthode de précontrainte employée. Le tassement des câbles entraîne un raccourcissement du câble, induisant ainsi une perte de tension. Cependant, cette perte n'a d'effet que sur une distance spécifique, appelée longueur d'influence "x". Au-delà de cette distance, le raccourcissement est stoppé par les frottements des câbles contre la gaine.

➤ **Câble N°1**

La tension à l'origine  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1488 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1488(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1485.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1488(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 3.57) = 1454.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1488(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1414.99 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1488 - 1485.02) \times \frac{1}{2} = 1.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1485.02 - 1454.07) \times 1 = 30.95 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1485.02 - 1454.07) \times 2.57/2 = 39.77 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1454.07 - 1414.99) \times 3.57 = 139.52 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1454.07 - 1414.99) \times \frac{13.13}{2} = 256.56 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 468.29 = 936.58 \text{ MPa. m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 936.58) / 16.7 = 12.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = \mathbf{12.18 \text{ MPa}}$$

**On voit ci-après :**

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°1 :

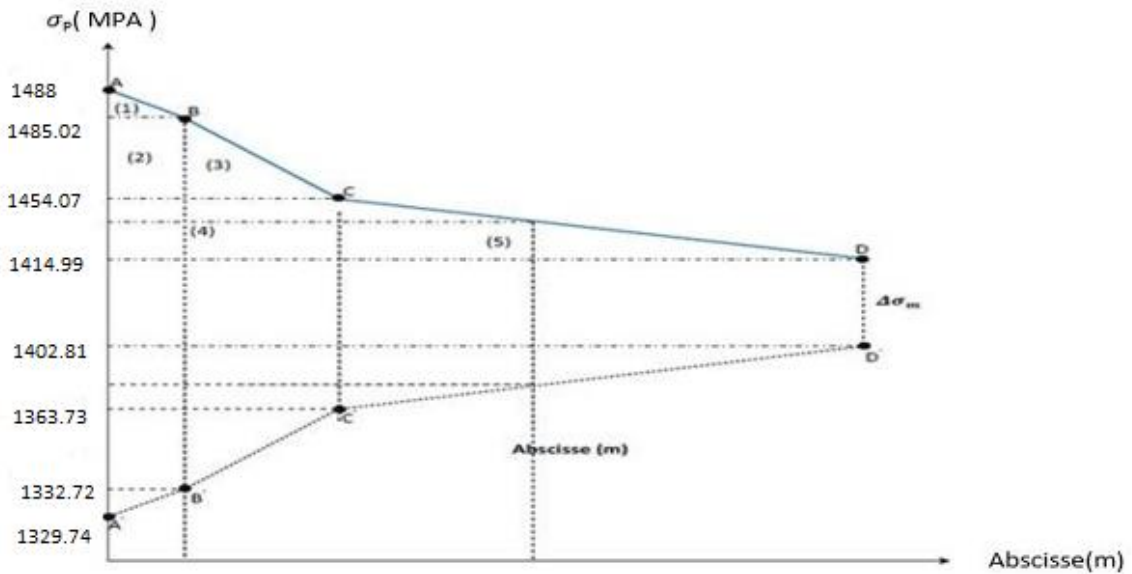


Figure VIII.6. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°1.

➤ Câble N°2

La tension à l'origine  $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1488$  MPa

$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi x)$  avec  $\alpha = 0$  (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1488(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1485.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1488(1 - 0.18 \times 0.227 - 2 \times 10^{-3} \times 4.98) = 1412.38 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1488(1 - 0.18 \times 0.227 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1377.5 \text{ MPa}$$

$$g. Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• Calcul des aires

$$S_1 = (1488 - 1485.02) \times \frac{1}{2} = 1.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1485.02 - 1412.38) \times 1 = 72.64 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1485.02 - 1412.38) \times 3.98/2 = 144.55 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1412.38 - 1377.5) \times 4.98 = 173.70 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1412.38 - 1377.5) \times \frac{11.72}{2} = 204.4 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 596.78 = 1193.56 \text{ MPa. m}$$

$S > g. Ep \rightarrow$  le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

g.  $E_p = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$

$$S_1 = 1.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 72.64 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 144.55 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1412.38 - \sigma_M) \times 6.27$$

$$S_5 = (1412.38 - \sigma_M) \frac{x-4.98}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 218.68 + (1412.38 - \sigma_M) \left(4.98 + \frac{x-4.98}{2}\right).$$

$$S = 437.36 + (1412.38 - \sigma_M) (4.98 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma P_0 = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1488 \times (1 - 0.18 \times 0.227 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1427.2 - 2.976 x$$

Donc :

$$S = 437.36 + (1412.38 - [1427.2 - 2.976 x]) (4.98 + x)$$

$$S = 2.976 \cdot x^2 + 363.56$$

$$X = 11.05$$

$$\sigma_M = 1427.2 - 2.976 x$$

$$\sigma_M = 1394.32 \text{ MPa. m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°2 :

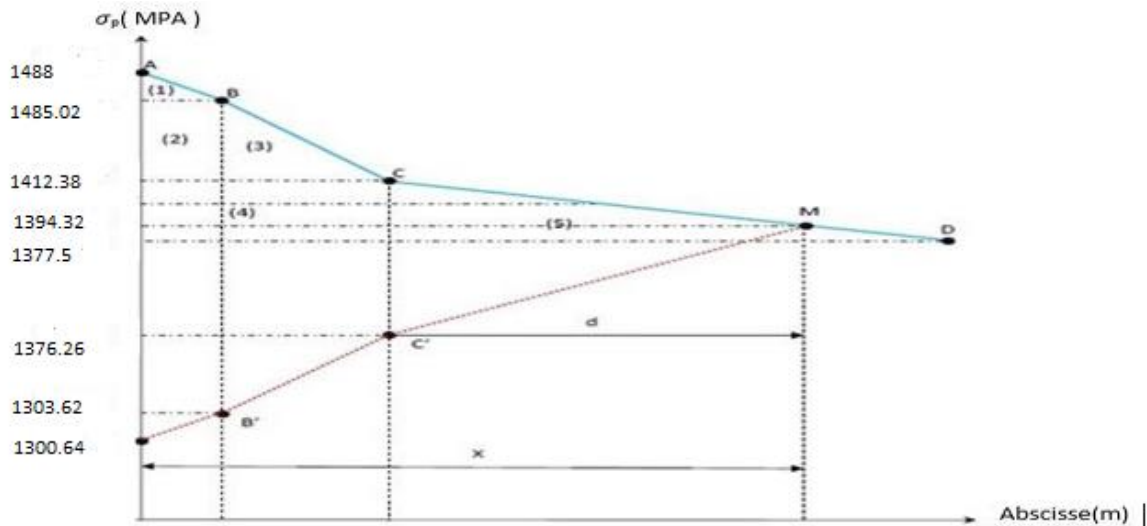


Figure VIII.7. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°2.

➤ Câble No3

La tension à l'origine  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1415.7$  MPa

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1488(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1485.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1488(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 6.27) = 1385.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1488(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1354.2 \text{ MPa}$$

$$g. Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• Calcul des aires

$$S_1 = (1488 - 1485.7) \times \frac{1}{2} = 1.15 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1485.7 - 1385.24) \times 1 = 100.46 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1485.7 - 1385.24) \times \frac{5.27}{2} = 264.71 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1385.24 - 1354.2) \times 6.27 = 194.62 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1385.24 - 1354.2) \times \frac{10.43}{2} = 161.87 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 722.81 = 1445.62 \text{ MPa. m}$$

$S > g. Ep \rightarrow$  le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

g.  $E_p = S_{air} (ABCMC'B'A')$

$$S_1 = 1.15 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 100.46 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 264.71 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1385.24 - \sigma_M) \times 6.27$$

$$S_5 = (1385.24 - \sigma_M) \frac{(x-6.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 366.32 + (1385.24 - \sigma_M) \left(6.27 + \frac{x-6.27}{2}\right).$$

$$S = 732.64 + (1385.24 - \sigma_M) (6.27 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1488 \times (1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1403.9 - 2.976 x$$

Donc:

$$S = 732.64 + (1385.24 - [1403.9 - 2.976 x]) (6.27 + x)$$

$$S = 2.976 \cdot x^2 + 615.7$$

$$X = 14.38$$

$$\sigma_M = 1403.9 - 2.976 x$$

$$\sigma_M = 1361.11 \text{ MPa. m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°3 :

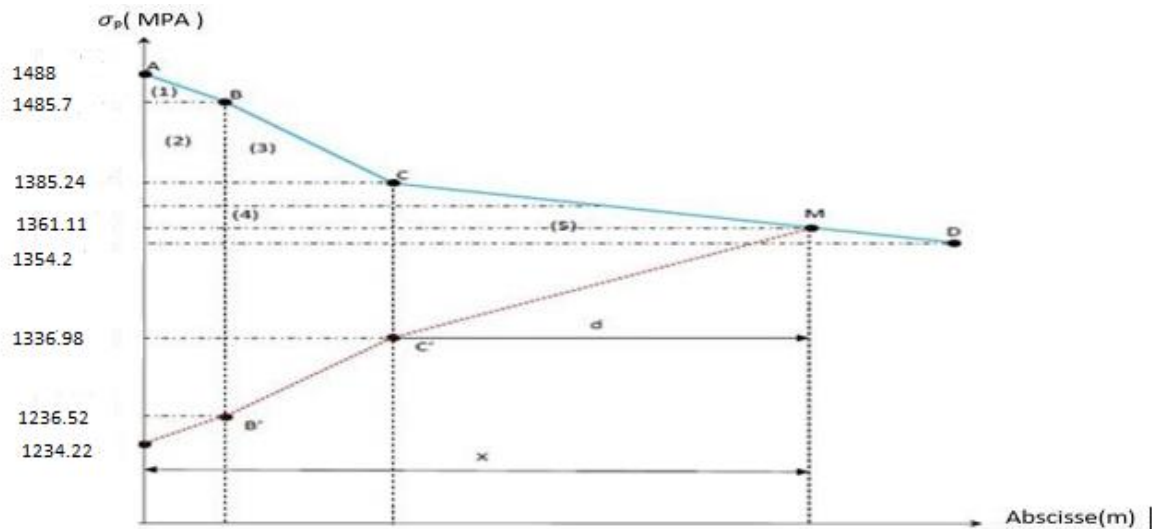


Figure VIII.8. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°3.

➤ Câble N°4

La tension à l'origine :  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1488 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  avec  $\alpha = 0$  (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1488(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.4) = 1483.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1488(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1359.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1488(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 13.7) = 1330.45 \text{ MPa}$$

$$g. Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• Calcul des aires

$$S_1 = (1488 - 1483.83) \times \frac{1}{2} = 2.085 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1483.83 - 1359.02) \times 1.4 = 174.73 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1483.83 - 1359.02) \times \frac{2.7}{2} = 168.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1359.02 - 1330.45) \times 4.1 = 111.48 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1359.02 - 1330.45) \times \frac{9.6}{2} = 137.13 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 593.915 = 1187.83 \text{ MPa. m}$$

$S > g. Ep \rightarrow$  le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.E_p = S_{\text{air}} (\text{ABCMC}'\text{B}'\text{A}')$$

$$S_1 = 2.085 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 174.73 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 168.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1359.02 - \sigma_M) \times 4.1$$

$$S_5 = (1359.02 - \sigma_M) \frac{x-4.1}{2}$$

$$S = 345.305 + (1359.02 - \sigma_M) \left(4.1 + \frac{x-4.1}{2}\right).$$

$$S = 690.61 + (1359.02 - \sigma_M) (4.1 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1488 \times (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1371.22 - 2.976 x$$

Donc :

$$S = 690.61 + (1359.02 - [1371.22 - 2.976 x]) (4.1 + x)$$

$$S = 690.61 - 50.02 - 12.2 \cdot x + 12.2 \cdot x + 2.976 \cdot x^2$$

$$S = 2.976 \cdot x^2 + 640.59$$

$$2.976 \cdot x^2 + 640.59 = 0$$

$$X = 14.67 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1371.22 - 2.976 x$$

$$\sigma_M = 1327.56 \text{ MPa. m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°4.

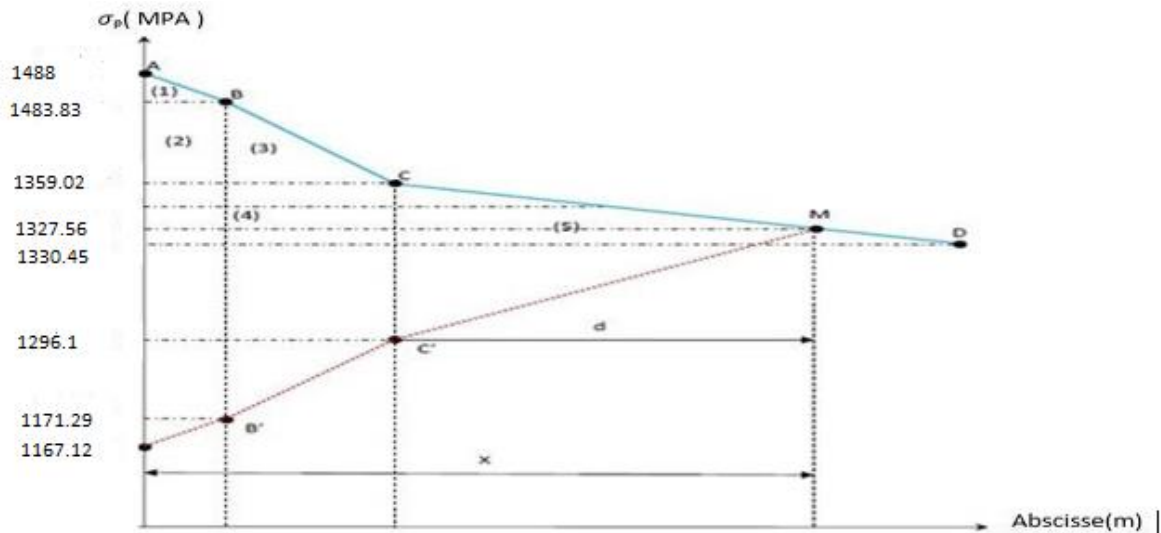


Figure VIII.9. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°4.

➤ Câble N°5

La tension à l'origine  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1488 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \phi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1488(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.4) = 1483.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1488(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1359.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1488(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 11.7) = 1336.4 \text{ MPa}$$

$$g. Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa. m}$$

• Calcul des aires

$$S_1 = (1488 - 1483.83) \times \frac{1}{2} = 2.09 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1483.83 - 1359.02) \times 1.4 = 174.73 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1483.83 - 1359.02) \times \frac{2.7}{2} = 168.49 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1359.02 - 1336.4) \times 4.1 = 92.74 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1359.02 - 1336.4) \times \frac{7.6}{2} = 85.96 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 524.01 = 1048.02 \text{ MPa. m}$$

g.  $Ep > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$g. Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = (1140 - 1048.02) / 11.7 = 7.86 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 7.86 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n°5.

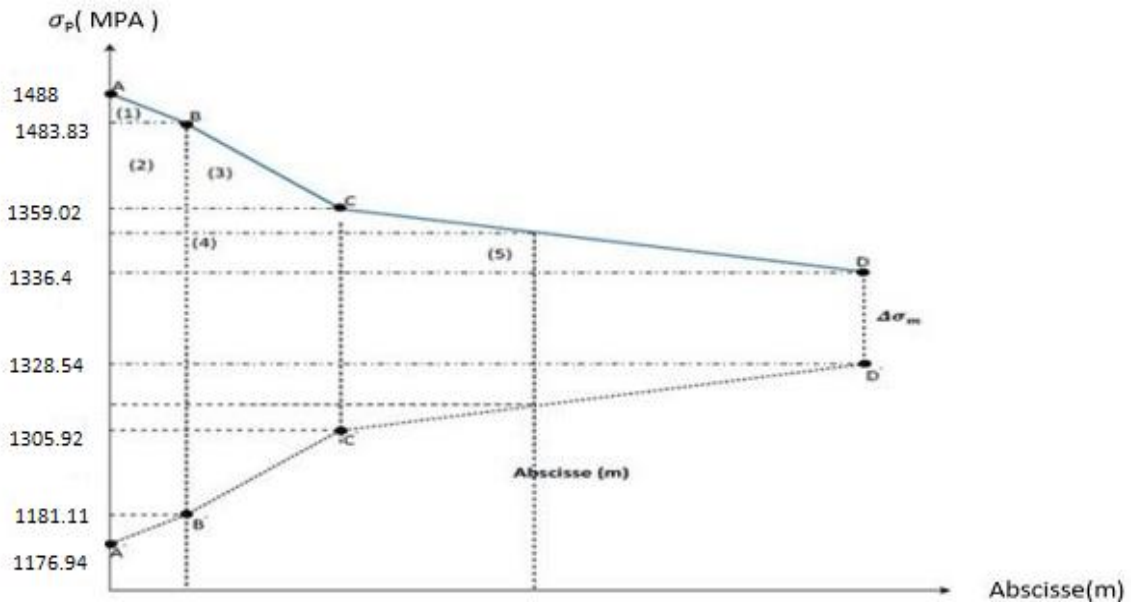


Figure VIII.10. Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le Cable n°5.

- Pertes par recul d'ancrage

- Câble 1

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 12.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1414.99 - 1402.81) \times 2 + 12.18 = 36.54 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1485.02 - 1332.72) = 152.3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1488 - 1329.74) = 158.26 \text{ MPa}$$

- Câble 2

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1402.35 - 1394.32) \times 2 + 0.00 = 16.06 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1485.02 - 1303.62) = 181.4 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1488 - 1300.64) = 187.36 \text{ MPa}$$

➤ **Câble 3**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1379.05 - 1394.32) \times 2 + 0.00 = 30.54 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1485.7 - 1236.52) = 249.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1488 - 1234.22) = 253.78 \text{ MPa}$$

➤ **Câble 4**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1346.37 - 1330.45) \times 2 + 0.00 = 31.84 \text{ MPa}$$

➤ **Câble 5**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 7.86 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1346.37 - 1336.4) \times 2 + 7.86 = 27.8 \text{ MPa}$$

**Tableau VIII.11.** Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

Section	0.00L	1L	0.25L	0.5L
<b>Abscisse (m)</b>	0.00	1	8.35	16.7
<b>Câble 1</b>	158.26	152.3	36.54	12.18
<b>Câble 2</b>	187.36	181.4	16.06	0
<b>Câble 3</b>	253.78	249.18	30.54	0
<b>Câble 4</b>	/	/	31.84	0
<b>Câble 5</b>	/	/	27.8	7.86
<b>Valeur moyenne des 3 Câbles</b>	199.8	194.5	27.71	4.06
<b>Valeur moyenne des 5 Câble</b>	/	/	28.56	4.01

### VIII.6.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton, celui-ci subit une déformation immédiate. En conséquence, les armatures de précontrainte subissent également une déformation, ce qui entraîne une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une seule phase :

- La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 3 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 2 câbles).

**a) 1<sup>ère</sup> famille de câbles**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n - 1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{Ep}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles.

$E_{bij}$ : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot Ap \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left( 1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

$e_p$  : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$ : Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

$n$  : Nombre de câble par familles.

$Ep$  : Module d'élasticité longitudinale de câble.

$I_G$  : Inertie de la poutre seule

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

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{Ep}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{Ep}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left( 1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

➤ **Exemple de calcul**

• **Section d'about**

$$B = 7749.22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 34.19 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{34.19} = 35701.98 \text{ MPa}$$

$$A_p = 960 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = 1.51$$

$$I_G = 16319727.03 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.5 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \times L}{2} \times x - \frac{q \times x^2}{2} ; \text{ pour } x = 0 \rightarrow M_g = 0 \text{ N. m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{5 \cdot 960 \cdot (1488 - 0 - 199.8)}{7749.22 \times 10^2} \cdot \left( 1 + \frac{7749.22 \cdot (1.51)^2}{16319727.03} \right) = 7.09 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left( 1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

Pour les différentes sections, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.12.** Pertes par raccourcissement instantané de la 1ere famille.

Câbles de la	Section	0.00L	0.25L	0.5L
1ère famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	7.09	23.94	31.37

**b) 2<sup>ème</sup> famille de câbles**

La mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

**➤ Perte subie par la 1<sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille**

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$  : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \times ep}{IG} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{IG}\right)$$

$$E_{bi}(28) = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPa}$$

**Mg(x)** : Moment dû au poids (hourdis).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{E_p}{E_{bi}(28)} \cdot \frac{Mg \cdot ep}{IG} + \frac{E_p}{E_{bi}(28)} \cdot \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{IG}\right)$$

➤ **Exemple de calcul : section à x = 0.5L**

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 9553.22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 30 \text{ MPA}$$

$$E_{bi}(28) = 11000 \sqrt[3]{30} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$A_p = 960 \text{ mm}^2.$$

$$ep = -39.3$$

$$I_G = 30140571.54 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.5 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} (L - x) ; \text{ pour } x = 16.7$$

$$Mg = \frac{1.5 \cdot 16.7}{2} (33.4 - 16.7) = 209.17 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{34179.56} \cdot \frac{209.17 \cdot (-39.3) \cdot 10^4}{30140571.54} + \frac{1.9 \times 10^5}{34179.56} \cdot \frac{5 \cdot 960 \cdot (1488 - 119.816 - 199.8)}{9553.22} \cdot$$

$$\left(1 + \frac{9553.22 \cdot (-39.3)^2}{30140571.54}\right) = 182.14 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.13.** Pertes subit par la 1ere famille lors de la mise en tension de la 2eme.

Câbles de la	Section	0.00L	0.25L	0.5L
2ème famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	0.00	169.8	182.14

➤ **Pertes instantanées totales «  $\Delta\sigma_i(x)$  » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\phi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.14.** Pertes instantané totales à différentes sections (Mpa).

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse(m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	165.35	107.86	105.61
Câble 2	194.47	122.98	124.51
Câble 3	260.87	159.53	144.66
Câble 4	/	328.54	288.55
Câble 5	/	319.01	295.66
Valeur moyenne de 03 câbles	206.89	130.12	124.93
Valeur moyenne de 05 câbles	/	175.68	191.798

**Donc :** les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :  $\sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}$  Avec  $\sigma_{po} = 1488\text{Mpa}$

**Tableau VIII.15.** Tensions initiales probable «  $\sigma_{Pi}$  (MPA) ».

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse(m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	1252.82	1285.67	1310.09
Câble 2	1196.12	1266.24	1291.19
Câble 3	1167.11	1260.79	1271.04
Câble 4	/	1137.32	1127.15
Câble 5	/	1141.59	1120.04
Valeur moyenne de 03 câbles	1281.11	1357.88	1290.773
Valeur moyenne de 05 câbles	/	1312.32	1223.902

### VIII.6.2 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.

### VIII.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

**t** : Age du béton à la mise en tension des câbles.

$\varepsilon_r$  : Le retrait final du béton tel que  $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$  (nord Algérien). « B.P.E.L 91Art2.1.51 ».

- **Section d'about**

$$r_m = \frac{7749.22}{495.28} = 15.65 \text{ cm}$$

- **Section intermédiaire**

$$r_m = \frac{5023.22}{472.74} = 10.63 \text{ cm}$$

- **Section médiane**

$$r_m = \frac{6387.22}{517.1} = 12.35 \text{ cm}$$

a) **Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.**

- **Section d'about**

$$r_{(J14)} = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 15.65} = 0.09$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.09] \times 1.9 \times 10^5 = 51.87$$

- **Section intermédiaire**

$$r_{(J14)} = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 10.63} = 0.128$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.128] \times 1.9 \times 10^5 = 49.704$$

- **Section médiane**

$$r_{(J14)} = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 12.35} = 0.112$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.112] \times 1.9 \times 10^5 = 50.616$

**b) Perte dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.**

- **Section intermédiaire**

$$r_{(J28)} = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 10.63} = 0.226\text{cm}$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.226] \times 1.9 \times 10^5 = 44.118$

- **Section médiane**

$$r_{(J14)} = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 12.35} = 0.201$$

Donc :  $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.201] \times 1.9 \times 10^5 = 45.543$

**Tableau VIII.16.** Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.5L
<b>1<sup>ère</sup> famille</b>	14 <sup>ème</sup> jour	51.87	49.704	50.616
<b>2<sup>ème</sup> famille</b>	28 <sup>ème</sup> jour	/	44.118	45.543

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est

égale à :  $\Delta\sigma_r^{moy} = \frac{3 \times 50.616 + 2 \times 45.543}{5} = 48.59 \text{ MPA.}$

**VIII.6.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »**

La relaxation de l'acier se traduit par un relâchement de la tension tout en maintenant une longueur constante. Pour les aciers à haute limite élastique couramment utilisés en béton précontraint, ce phénomène n'apparaît que lorsque les contraintes appliquées dépassent généralement 30 ou 40 % de leur limite élastique garantie. La relaxation dépend de divers facteurs, notamment la nature de l'acier et son traitement. On distingue ainsi différents types d'aciers :

- À relaxation normale, RN.
- À très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho_{1000}$  : Relaxation des aciers à 1000 heures en % =2.5%

$u_0$  : 0.43 pour les armatures de très basse relation.

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension probable après tout perte instantanée.

$f_{prg}$  = 1860 MPA.

$\sigma_{Po}$  = 1488 MPA.

**a) Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille**

**➤ Exemple de calcul**

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{1205.35}{1860} - 0.43 \right) \times 1205.35 = 39.42 \text{ MPa.}$$

**Tableau VIII.17.** Pertes par relaxation dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1205.35	1270.9	1290.773
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	39.42	45.79	47.72

**Tableau VIII. 18.** Pertes par relaxations dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

Câbles de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1218.332	1223.902
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	40.68	41.23

**VIII.6.2.3 Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »**

Exactement, le béton subit un phénomène de fluage, c'est-à-dire un raccourcissement progressif, lorsqu'il est soumis à une contrainte de décompression permanente. Dans le cas des structures précontraintes, où les câbles sont ancrés dans le béton, ces câbles subissent également un raccourcissement, ce qui entraîne une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

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.

**a) Perte dans les câbles**

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ( $x = 0.5 L$ ) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

On considère à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues.

Avec :

$q = 1.5 \text{ t/ml}$  (poutre seule)

$$M_g = \frac{q \cdot x}{2} (L - x) = 209.17 \text{ t.m}$$

$B = 6387.22$

$I_G = 14281868.3$

$e_p = -1.02$

$E_p = 1.9 \times 10^5$

$A_p = 960 \text{ mm}^2$ .

$\sigma_{pi} = 1290.773 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{209.17 \times -1.02 \times 10^4}{14281868.3} + 3 \times 960 \cdot \frac{1290.773}{6387.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6387.22 \cdot (-1.02)^2}{14281868.3}\right) = 5.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_M(0.25L) = \frac{209.17 \times -1.02 \times 10^4}{14281868.3} + 3 \times 960 \cdot \frac{1270.9}{6387.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6387.22 \cdot (-1.02)^2}{14281868.3}\right) = 5.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_M(0L) = \frac{209.17 \times (1.51) \times 10^4}{16319727.03} + 3 \times 960 \cdot \frac{1205.35}{7749.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{7749.22 \cdot (1.51)^2}{30140571.54}\right) = 4.7 \text{ MPa}$$

D'après le **B.P.E.L 91, [art3.3.24]** la perte différée totale «  $\Delta d$  » est égale à :

$$\Delta \sigma d = \Delta \sigma r + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta \sigma p$$

$$\Delta \sigma d = 45.543 + \Delta \sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 57.94$$

$$\Delta \sigma d = 97.47 + \Delta \sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta \sigma d = \sigma_{p\infty}$  : tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta \sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta \sigma d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta \sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2 \times 5.67 - 3 \times 960 \cdot \frac{84.72 + 165.12}{6387.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6387.22 \cdot (-1.02)^2}{14281868.3}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta \sigma_{fl}(0.5L) = 54.35 \text{ MPA}$$

$$\Delta \sigma_{fl}(0.25L) = \left[ 2 \times 5.58 - 3 \times 960 \cdot \frac{87.86 + 165.12}{6387.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{6387.22 \cdot (-1.02)^2}{14281868.3}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta \sigma_{fl}(0.25L) = 53.32 \text{ MPA}$$

$$\Delta \sigma_{fl}(0L) = \left[ 2 \times 4.7 - 3 \times 960 \cdot \frac{90.39 + 165.12}{7749.22 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{7749.22 \cdot (1.51)^2}{30140571.54}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.25L) = 44.97 \text{ MPA}$$

**Tableau VIII.19.** Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles d la 1ere famille.

Câbles de la 1ère Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	84.72+ $\Delta\sigma_{fl}$	87.86+ $\Delta\sigma_{fl}$	90.39+ $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	156.88	209.17
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1205.35	1270.9	1290.773
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	4.7	5.58	5.67
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	44.97	53.32	54.35

**b) Perte dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille**

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2<sup>ème</sup> famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

$$G = 1,5125 + 0,75 = 2,2625 \text{ t}$$

**Tableau VIII.20.** Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

Câbles de la 2ème Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	78.02+ $\Delta\sigma_{fl}$	79.9+ $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	236.62	315.49
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1218.332	1223.902
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	17.26	5.05
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	170.38	43.99

**• Pertes différés totales**

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$

**➤ Remarque**

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x).$$

Tableau VIII.21. Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections.

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00L	8.35	16.7
Câbles de la 1ère Famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	51.87	49.704	60.161
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	39.42	45.79	47.72
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	44.97	53.32	54.35
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	<b>129.69</b>	<b>141.18</b>	<b>151.28</b>
Câbles de la 2ème famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	44.118	45.543
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	40.68	41.23
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	243.14	245.02
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	<b>321.158</b>	<b>324.92</b>

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{N_1 \times \Delta\sigma_{diff1} + N_2 \Delta\sigma_{diff2}}{N_1 + N_2}$$

Avec :

$n_1$  : nombre de câble de la première famille.

$n_2$  : nombre de câble de la deuxième famille.

$\sigma_{diff}$  : moyenne de pertes différés dans les différentes sections.

Tableau VIII.22. Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.

Section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	129.69	213.17	220.74

### VIII.7. Tension finale probable

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\text{Pourcentage de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.23. Pourcentage des pertes.

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse	0.00	8.35	16.7
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1281.11	1335.10	1257.337
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	129.69	213.17	220.74
$\sigma_{p00}$ (MPa)	1151.42	1121.93	1036.597
% de perte	22.62	24.60	30.34
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

### VIII.8. Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre **24.60%** et **30.34%** de  $\sigma_{P0}$ , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de  $P_0$  qui est **32%** de  $\sigma_{P0}$ . D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que la précontrainte a été bien dimensionnée et elle répond aux exigences de l'ouvrage.

# *Chapitre IX*

## *Etude de la Culée*

### IX.1. Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception. Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible.

Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage.
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais.
- Le type du tablier à supporter.
- Le niveau de fondation.
- L'éventualité des tassements.
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui

### IX.2. Définition

Une culée désigne la structure de soutien à l'extrémité d'un pont ou d'un viaduc où le pont rencontre le sol ou une autre structure de soutien. Elle se compose généralement de grands culées ou piliers conçus pour supporter le poids du pont et le transférer en toute sécurité au sol. Les culées jouent un rôle crucial dans la garantie de la stabilité et de l'intégrité structurelle des ponts.

### IX.3. Choix de morphologie

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée. Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

- Un mur frontal qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- Deux murs en retour, son rôle est d'assurer le soutènement du remblai mais latéralement.
- Un mur garde grève, qui doit remplir les tâches suivantes :
  - ✓ Résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.

✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.

- Un corbeau arrière, pour assurer l'appui de la dalle de transition.
- La dalle de transition, elle destinée à diminuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.
- Un mur en aile.
- Les fondations.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \min [6m ; \max (3m ; 0,6h)]$$

Avec :

**H** : Hauteur du remblai.

Pour le cas de notre ouvrage nos deux culées possèdent une hauteur de 3m.

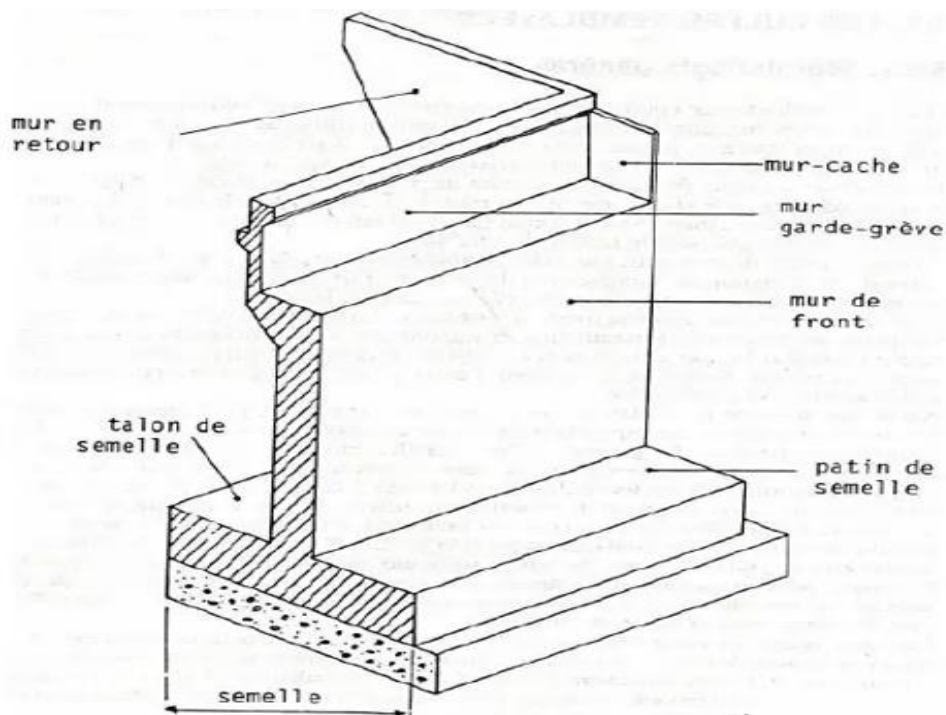


Figure IX.1. Culée remblayée.

## IX.4. Fonctionnement des culées

### IX.4.1. Fonction mécanique

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Assurer une transmission efficace des charges vers le sol de fondation.
- Réduire les déplacements verticaux du tablier et limiter les mouvements horizontaux à l'extrémité afin de ne pas perturber le bon fonctionnement des dispositifs d'appui.

### IX.4.2. Fonction technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

## IX.5. Pre dimensionnement des éléments de la culée

### IX.5.1. Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui.
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).

Ainsi on le pré dimensionne comme suit :

Pour la longueur du sommier :

Elle dépend directement de la largeur du tablier, d'où :  $L_s = (5 \times 1.51) + (2 \times .23) = 10,01 \text{ m}$ .

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

Avec :

$b = 60$  cm (Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal).

Donc :

$$d' > \frac{60}{2} + 20 = 50 \text{ cm.}$$

On opte :

$$d' = 50 \text{ cm.}$$

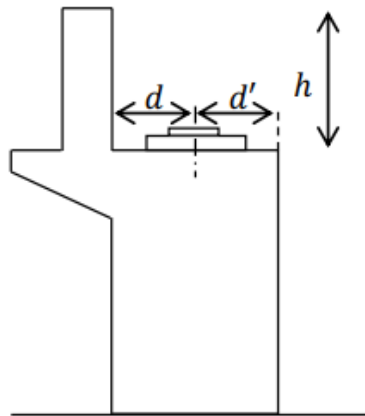
Avec :

$d$  : La distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève.

$$d = 50 \text{ cm.}$$

Donc :

L'épaisseur du sommier :  $e_s = d + d' = 50 + 50 = 100$  cm.



**Figure IX.2.** Sommier d'appui et ses éléments.

### IX.5.2. Mur garde-grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

L'épaisseur du mur garde grève : 0.3 m.

On fixe :

La hauteur  $h = 1.95$  m. La longueur  $L = 10.40$  m.

$$e = \max \left( 0.30 ; \frac{h}{8} \right) \text{ (Selon SETRA).}$$

$$e = \max \left( 0.30 ; \frac{1.95}{8} \right) = \max ( 0.30 ; 0.24 )$$

Donc :

L'épaisseur du mur garde-grève est de 0.30 m.

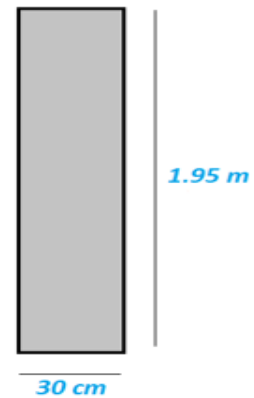


Figure IX.3. Mur garde-grève.

### XI.5.3. Corbeau

Le corbeau arrière joue le rôle d'appui pour la dalle de transition, L'épaisseur courante du corbeau est de 38 cm, ainsi que sa hauteur est de 90 cm.

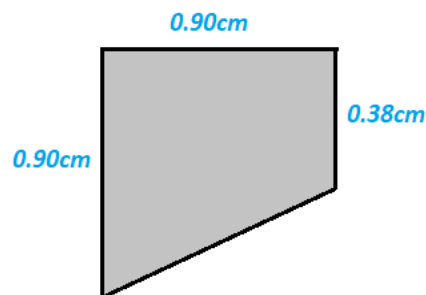


Figure XI.4. Le corbeau.

### IX.5.4. Mur frontal

On fixe :

La hauteur = 3 m.

L'épaisseur = 1.20 m.

La longueur = 10.40 m.

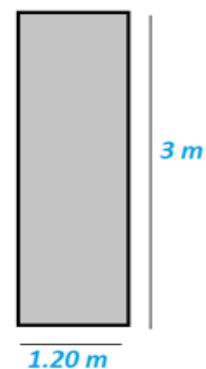


Figure IX.5. Le mur frontal.

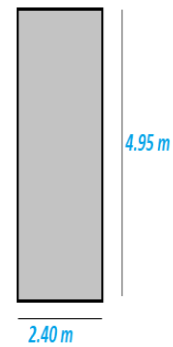
**IX.5.5. Mur en retour**

On opte :

La hauteur = 4.95 m.

L'épaisseur = 0.50 m.

La longueur = 2.40 m.



**Figure IX.6.** Le mur en retour.

**IX.5.6. Dalle de transition**

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève. Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m.

Avec : h : La hauteur du remblai.

On adopte :

La longueur de la dalle = 4.00m.

L'épaisseur = 0.30 m.



**Figure IX.7.** La dalle de transition.

**IX.5.7. Fondation**

On a une semelle de :

$\Phi$  pieux 1.20 m

Avec :

L'épaisseur :  $E \geq 1.20 \times \Phi$  (Selon SETRA).

$E = 1.20 \times 1.20 = 1.44$  m.

Donc :

$E = 1.50 \text{ m.}$

La largeur =  $2 \Phi + 3 \Phi = 5 \Phi$

On adopte :

La largeur = 6.00 m.

La longueur = 11 m.

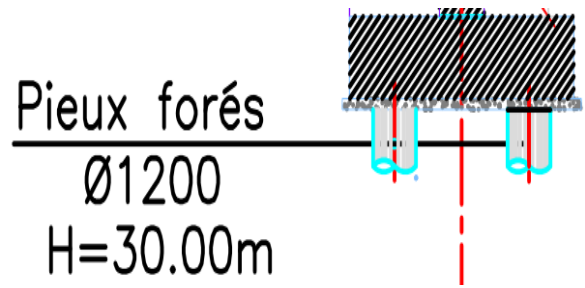


Figure IX.8. Schéma présentatif de la semelle.

### IX.6. Calcul de la charge permanente

Le tableau suivant recapture les charge de chaque élément :

Tableau IX.1. Les différentes charges et les dimensions de leurs éléments.

DESIGNATION	B ( m )	H ( m )	L ( m )	PV ( t )
Mur garde-grève	0.30	1.95	10.40	15.21
Mur Frontal	1.20	3.00	10.40	93.60
Mur en retour	2.40	4.95	0.50	14.85
Dés d'appuis	0.50	0.15	0.60	0.79
Plot parasismique	0.50	0.60	0.60	1.35
Dalle de transition	4.00	0.30	8.00	24.00
Corbeau	0.38	0.90	9.90	7.64
Semelle	6.00	1.50	11.00	247.50
Remblai sur patin avant	2.40	1.50	11.00	71.28
Remblai sur patin arrière	2.40	4.95	10.40	222.4
Mure en aile	1.50	2.50	3.20	7.34

## IX.7. Modélisation de la culée

### ➤ Etapes à suivre pour la modélisation de la culée

La modélisation de la culée d'un pont avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis assure sa rigidité en évaluant le transfert des charges et en optimisant la conception pour assurer la sécurité et la durabilité, pour la modélisation de la culée cette étape est divisée en trois parties c'est-à-dire on commence par le mur frontal ensuite le mur garde grevé pour en finir avec le mur en retour.

### IX.7.1. Modélisation du mur frontal

#### • Introduction des lignes de construction du mur frontal

Nous allons introduire les dimensions du mur frontal de la culée sur l'axe Z pour la créer selon sa dimension.

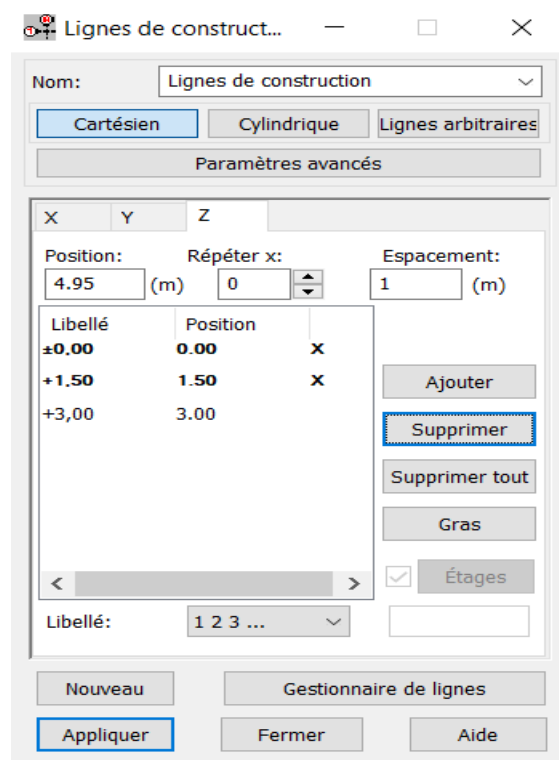


Figure IX.9. Introduction des lignes de construction du mur frontal.

#### • Choix de l'élément de construction

Concernant le mur frontal nous avons choisi un voile pour sa réalisation en raison de sa capacité à supporter efficacement les charges verticales et horizontales.

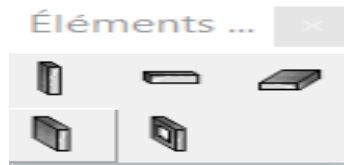


Figure IX.10. Choix de l'élément de construction pour le mur frontal.

- **Définition de l'épaisseur du mur frontal**

Épaisseur---Nouveau-----Créer une nouvelle épaisseur sous son nom-----Donner son épaisseur et sa couleur-----Choix du matériau-----Appliquer.

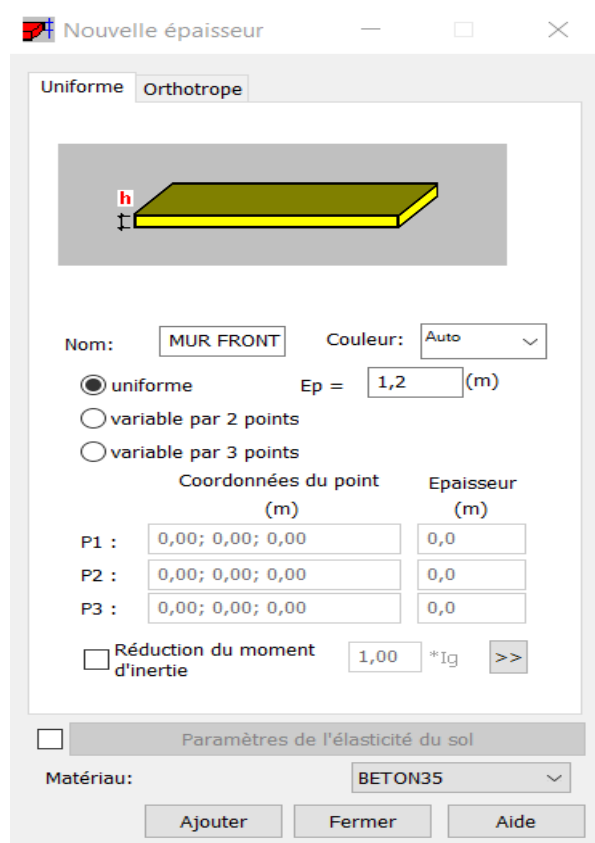


Figure IX.11. Définition de l'épaisseur du mur frontal.

- **Introduction du mur frontal**

Éléments de construction -----Voile-----Choisir mur frontal sur la table épaisseur-----Saisir sa hauteur-----Appliquer sur le bon point.

Figure IX.12. Introduction du mur frontal.

Ensuite on aura ce résultat :

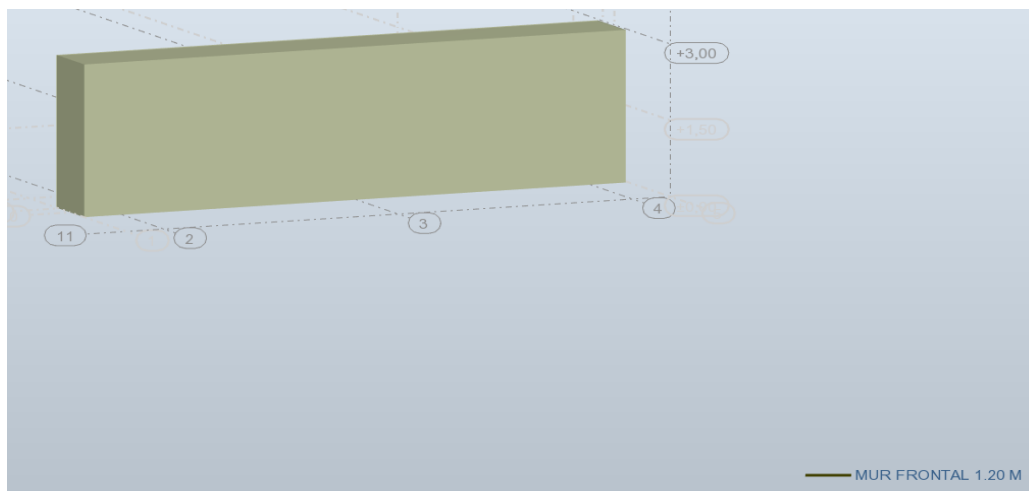


Figure IX.13. Aperçu du mur frontal.

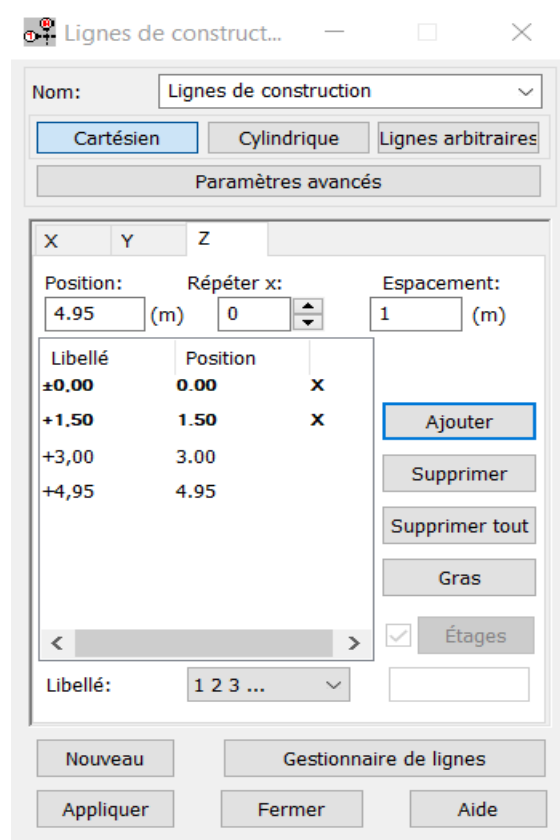
### IX.7.2. Modélisation du mur garde-grève

Le mur garde-grève a pour rôle de protéger la structure du pont en absorbant et en dispersant les forces exercées par les mouvements des charges et des terres environnantes. Il contribue également à prévenir l'érosion et à assurer la stabilité de la culée en dirigeant les eaux de ruissellement loin de la fondation.

- **Remarque**

Les étapes de modélisation du mur garde-grève sont identiques avec le mur frontal.

- **Introduction des lignes de construction du mur garde-grève**



**Figure IX.14.** Introduction de lignes de construction du mur garde-grève.

- Définition de l'épaisseur du mur garde-grève

Figure IX.15. Définition de l'épaisseur du mur garde-grève.

- Introduction du mur garde-grève

Figure IX.16. Introduction du mur garde-grève.

A la fin ce résultat apparaîtra :

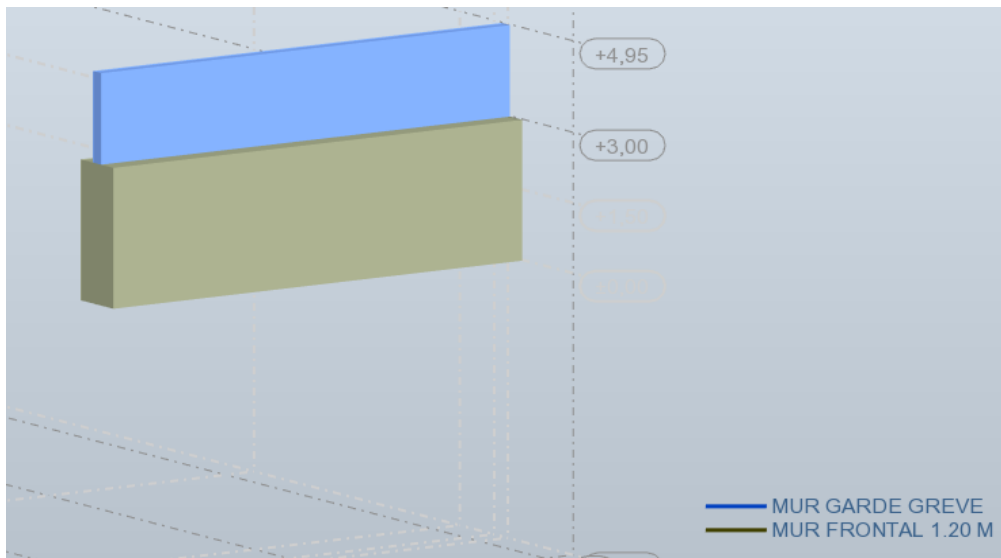


Figure IX.17. Aperçu du mur frontal et le mur garde-grève.

### IX.7.3. Modélisation du mur en retour (mur de soutènement)

Le mur en retour de la culée a le rôle de retenir les terres adjacentes et de transférer les charges du remblai vers la fondation de la culée. Il aide à stabiliser la structure en empêchant les glissements de terrain et en réduisant la pression latérale exercée sur la culée. De plus, il contribue à la distribution uniforme des charges, augmentant ainsi la durabilité et la sécurité du pont.

- **Remarque**

Les étapes de modélisation du mur en retour sont identiques avec les précédentes.

- **Introduction des lignes de construction du mur en retour**

Ces lignes de construction sont identiques avec celle du mur garde-grève.

- Définition de l'épaisseur du mur en retour

Figure IX.18. Définition de l'épaisseur du mur en retour.

- Introduction du mur en retour

Figure IX.19. Introduction du mur en retour.

- N.B

Nous utiliserons l'option du miroir vertical pour créer le mur en retour opposé.

Ensuite cela s'affichera :

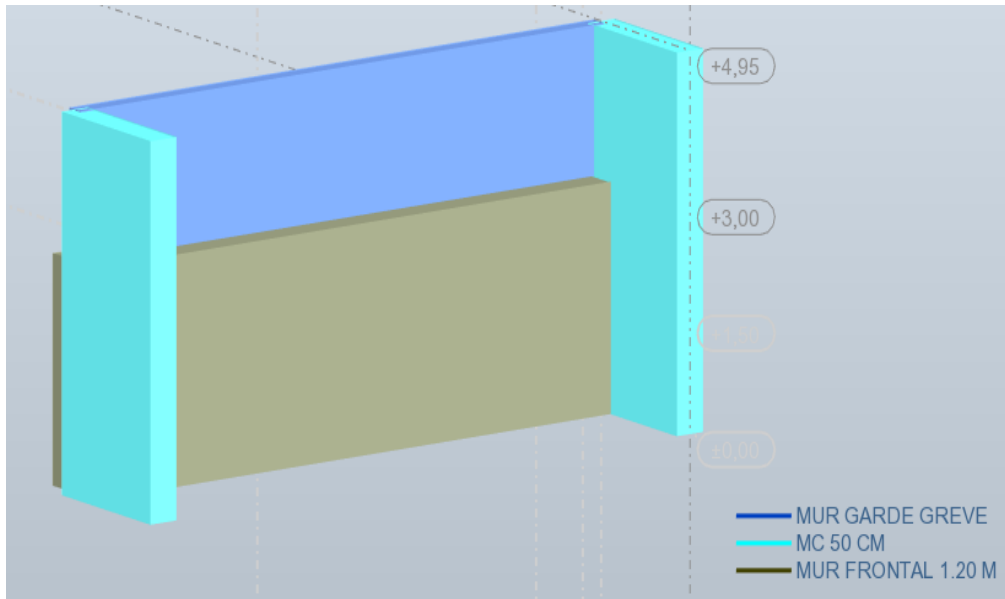


Figure IX.20. Aperçu du mur en retour.

- **Introduction des appuis sur la culée**

Du fait que la culée est conçue comme un voile, nous utilisons un encastrement linéaire pour mieux représenter la répartition des charges sur toute sa structure. Cette approche permet de modéliser plus précisément la distribution uniforme des forces le long de la surface du voile, contrairement à un simple appui ponctuel qui ne tiendrait pas compte de cette répartition.

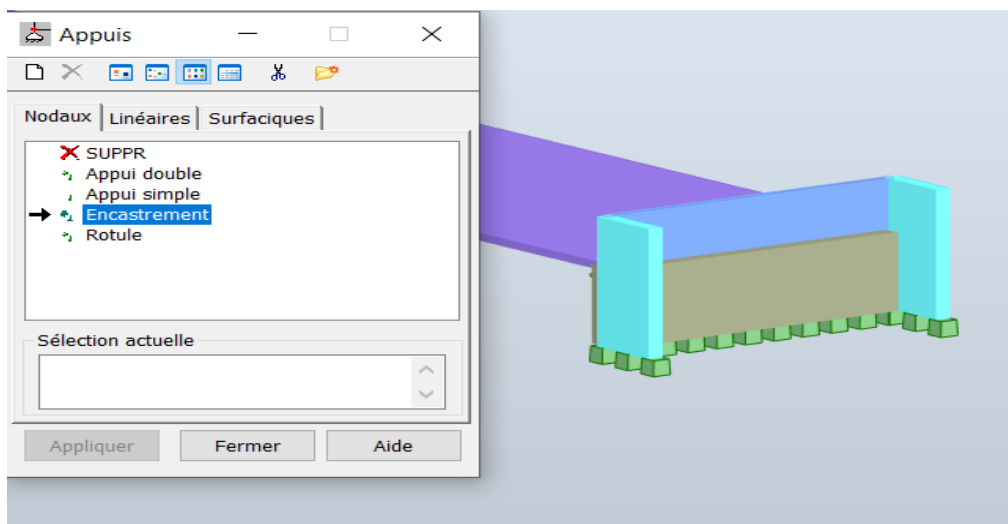


Figure IX.21. Introduction des appuis sur la culée.

### IX.7.4. Charge permanente sur la culée

Les culées de pont jouent un rôle essentiel en supportant et en transférant les charges de l'ouvrage au sol. Parmi les diverses charges appliquées sur une culée, les charges permanentes, ou charges mortes, revêtent une importance particulière. Ces charges comprennent non seulement le poids propre de la culée et du tablier, mais également le poids des remblais situés derrière les culées. Le remblai, en tant qu'élément de construction et de soutènement, exerce une pression constante et continue sur la culée, influençant directement la stabilité et la durabilité de l'ensemble de l'ouvrage. Cette introduction explore en détail la nature des charges permanentes dues au remblai et leur impact sur la conception et le dimensionnement des culées.

- Introduction et application de la charge de la charge du remblai sur la culée
- ❖ Introduction de la charge du remblai

Chargements ----- Cas de charge-----Ajouter la charge du remblai.

N°	Nom de cas	Nature
49	ELS G+Mc120-	
50	Modale	
51	Sismique RPA 99 (2003) Dir. ...	sismique
52	Sismique RPA 99 (2003) Dir. ...	sismique
53	Sismique RPA 99 (2003) Dir. ...	sismique
54	ELA G+EX	poids propre
55	ELA G+EY	poids propre
56	freinage	d'exploitation
58	remblai	poids propre

Figure IX.22. Définition de la charge du remblai.

- ❖ Poussée du sol

Chargements ----- Autres charges ----- Charges sur sol ----- Paramètres.

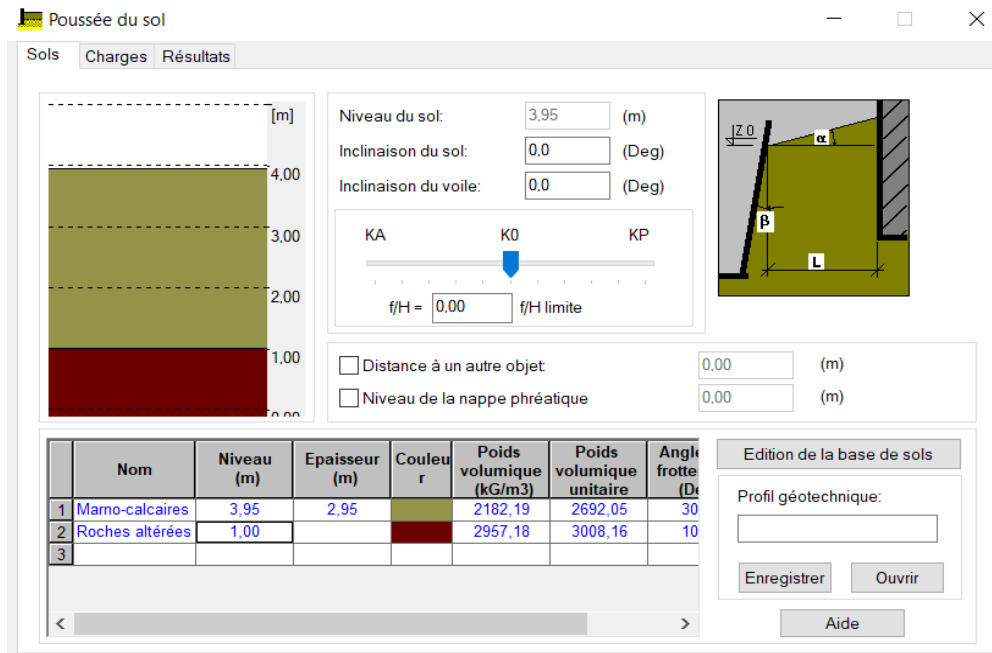


Figure IX.23. Définition de la poussée du sol.

❖ Diagramme de la poussée du sol

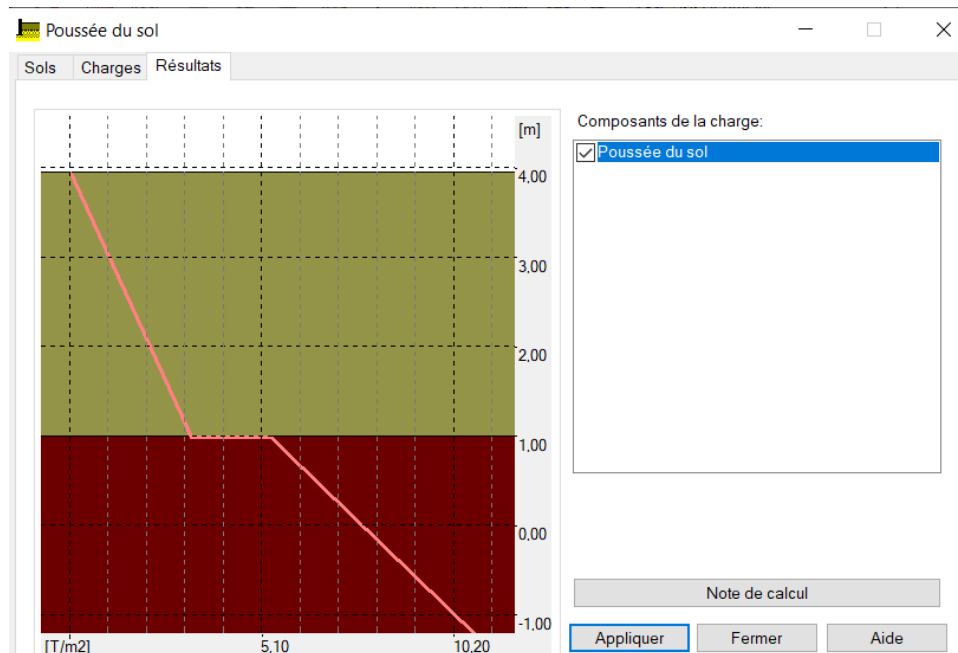
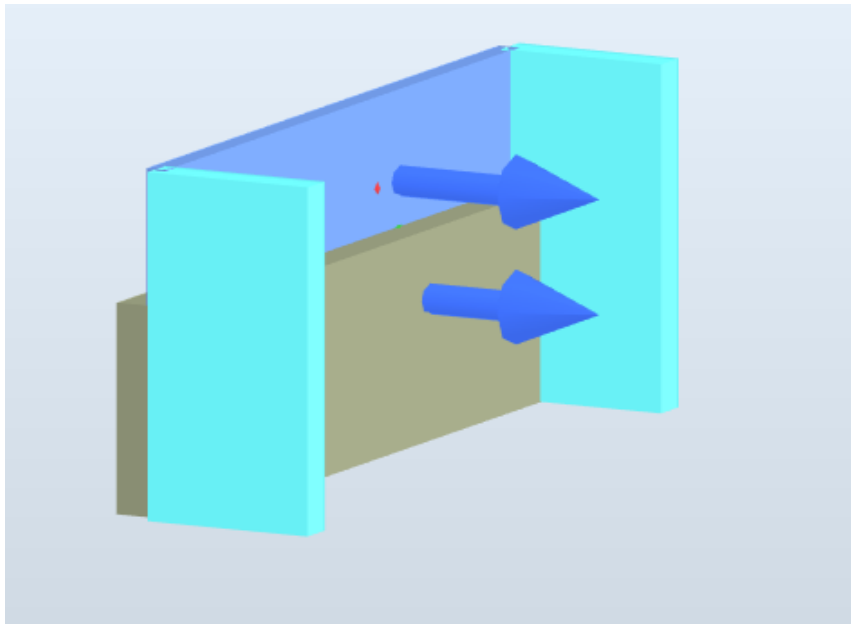


Figure IX.24. Diagramme de la poussée du sol.

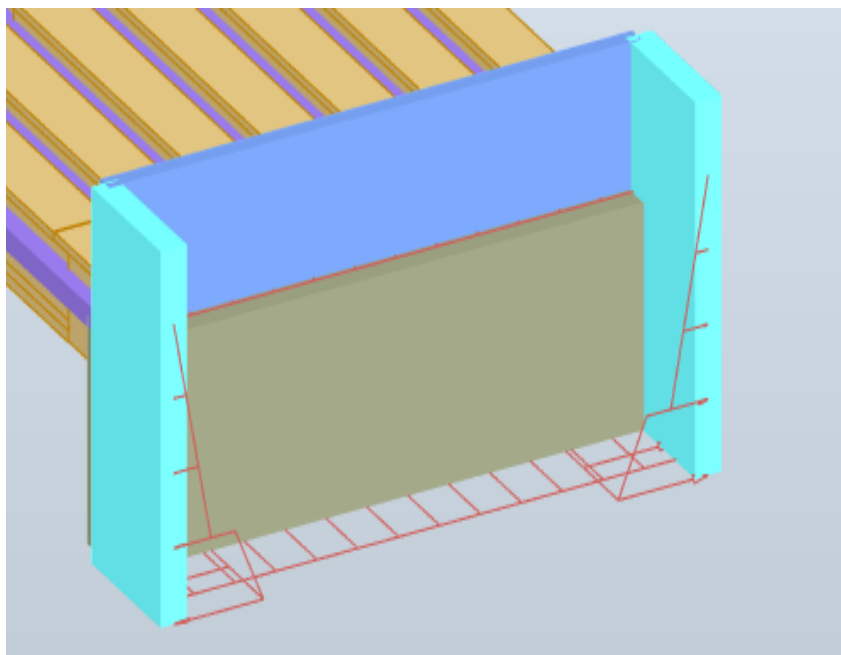
• Remarque

Il est nécessaire d'afficher les repères locaux pour déterminer l'orientation de la culée afin d'appliquer la charge du remblai dans la direction opposée.



**Figure IX.25.** Repères locaux de la culée.

Après l'application de la charge du remblai le résultat suivant s'affiche :



**Figure IX.26.** Aperçu de la charge du remblai sur la culée.

## IX.8. Vérification de la stabilité

La conception de la culée revêt une importance particulière, car le pont doit être stable, ce qui signifie que ses appuis doivent l'être également. Ainsi, la culée joue un rôle essentiel dans la garantie de la stabilité du pont, puisqu'elle constitue l'un de ses appuis. Elle est soumise à des sollicitations tant verticales qu'horizontales.

### ❖ Les sollicitations verticales

- Poids du tablier.
- Poids de l'élément constitutif.
- Les surcharges.

### ❖ Les sollicitations horizontales

- Forces de freinage.
- Poussées des terres.
- La surcharge  $Q = 1t/m^2$ . (D'après le fascicule 61 titre II).

L'analyse de la culée implique la vérification de sa stabilité à la fois avant et après sa mise en service, en prenant en considération les différentes phases de sa construction et les divers scénarios de chargement. Avant d'entamer cette analyse de stabilité, qui sera réalisée sous des conditions normales et sismiques, il est important de déterminer le coefficient de poussée correspondant à ces deux situations, ainsi que dans des conditions accidentelles.

### IX.8.1. Calcul de la stabilité de la culée

La vérification de la stabilité de la culée sera effectuée à deux moments : lorsqu'elle est vide et lorsqu'elle est en service et ce, tant dans des conditions normales que dans des conditions sismiques.

#### ➤ Calcul du coefficient de poussée

- ❖ Dans les conditions normales :  $K_v = \tan^2 (\pi/4 - \varphi/2)$  ;  $F_{ad} = 1/2 \sqrt{(1+K_v)} H^2 K_{ad}$ .
- ❖ Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left( 1 + \frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta} \right)^2}$$

Avec :

$\Phi = 30^\circ$  : L'angle de frottement interne.

$\gamma = 1.80\text{t/m}^3$  : Le poids volumique de remblai.

$\beta = 0^\circ$  : L'inclinaison de la culée.

$$\theta = \arctg\left(\frac{Kh}{1 + Kv}\right).$$

$$K = \sqrt{K h^2 + (1 + K v)^2}$$

➤ **Données sismiques**

Tableau IX.2. Les données sismiques du Viaduc.

Zone sismique	Groupe du pont	Coefficient d'accélération de zone A	Site de l'ouvrage
II a	02	0.20	S2

On a aussi démontré ça après la modélisation via robot avec un schéma significatif, comme suit :

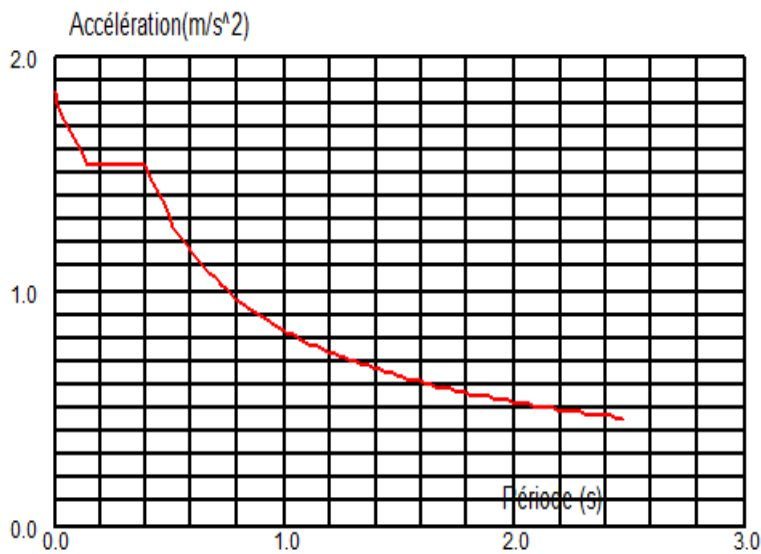


Figure IX.27. Schéma significatif des résultats du calcul sismique.

Alors :

$K_h = A = 0.20$  : Coefficient de l'action sismique horizontale.

$K_v = \pm 0.3 \times K_h = \pm 0.06$  : Coefficient de l'action sismique verticale.

Tableau IX.3. L'ensemble des paramètres  $K_h$ ,  $K_v$  et  $K$  pour les trois cas existants.

Désignation	$K_h$	$K_v$	$K$	$\Theta$	$K_{ah}$
Condition normale	0.00	0.00	1.00	0.00	0.33
Condition sismique1	0.20	0.06	1.08	10.69	0.65
Condition sismique2	0.20	-0.06	0.96	12.01	0.67

➤ Les pousses des terres

- La poussée des terres sur une masse de hauteur  $H$  et de largeur  $L$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad} \text{ ----- (Triangulaire).}$$

- La poussée due aux surcharges  $\gamma : q = 1.80t/m^3$ .

$$F_{ad} = \gamma \cdot H \cdot L \cdot K_{ad} \text{ ----- (Rectangulaire).}$$

### IX.8.2. Détermination des C.D.G des éléments de la culée

Pour un élément présentant différentes sections.

On a :

$$X_G = \Sigma (A_i \cdot X_{Gi}) / A_i.$$

$$Z_G = \Sigma (A_i \cdot Z_{Gi}) / A_i.$$

Avec :

$A_i$  : Surface élémentaire.

$X_G, Z_G$  : Coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (O, X, G) pour le calcul, avec O le point de référence de l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des C.D.G des éléments de la culée.

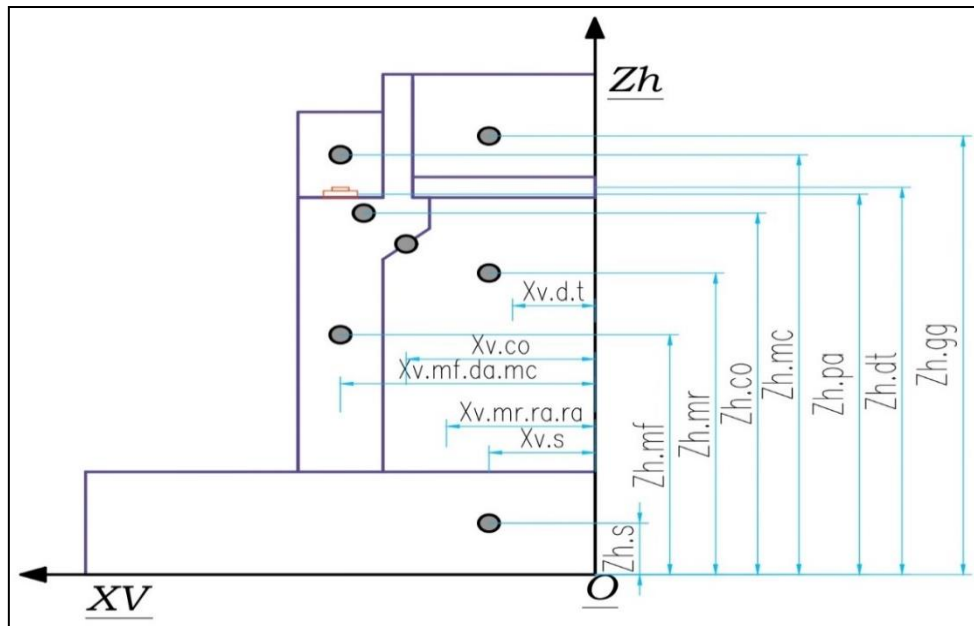


Figure IX.28. Détermination du C.D.G des éléments de la culée.

**IX.8.3. Calcul des moments et efforts agissant sur la culée**

Les tableaux suivants représentent l'ensemble des moments et efforts agissant sur la culée pour les trois cas existants :

Tableau IX.4. Les sollicitations agissantes sur la culée.

Désignation	N (t)	H (t)	Zv (m)	Zh (m)	M s (t.m)	M r (t.m)
Réaction du tablier	336.50		0.00		0.00	
Des d'appui et plot	2.14		0.00		0.00	
Trottoir + système Bc	206.16	18	0.00	4.65	0.00	83.70
Mur frontal	93.60		0.00		0.00	
Mur garde grève	15.21		0.75		11.41	
Corbeau + dalle de transition	19.64		0.73		14.26	
Mur cache	7.34		5.00		29.38	
Remblai avant	71.28	71.28	1.80	2.25	128.30	0.00
Remblai arrière	222.40	74.97	1.80	0.00	155.72	306.21
Mur en retour	7.34		1.80		26.73	
Semelle	247.50		0.00		0.00	
Surcharge	24.96	12.36	1.80	3.00	37.07	44.93
Somme	1296.4		105.3		478	404.8

Tableau IX.5. Les sollicitations agissantes sur la culée.

Désignation	Conditions	P v (t)	K <sub>h</sub> x P	(1+kv) x P	X <sub>v</sub> (m)	Z <sub>h</sub> (m)	M <sub>renv</sub> (T.m)	M <sub>stab</sub> (T.m)
Mur Garde grève	CN	15.21	0.000	15.21	0.73	4.50	0.000	11.1033
	CSH + K+		3.042	16.1226			13.689	11.77
	CSH + K-		3.042	14.2974			13.689	10.437
Mur Frontal	CN	93.60	0.000	93.60	2.80	3.00	0.000	262.08
	CSH + K+		18.72	99.216			56.16	277.8048
	CSH + K-		18.72	87.984			56.16	246.3552
Mur en retour	CN	14.85	0.000	14.85	1.80	3.98	0.000	26.73
	CSH + K+		2.97	15.741			11.8206	28.3338
	CSH + K-		2.97	13.959			11.8206	25.1262
Dés d'appuis+Plot parasismique	CN	2.14	0.000	2.14	2.80	4.80	0.000	5.992
	CSH + K+		0.428	2.2684			2.0544	6.35152
	CSH + K-		0.428	2.0116			2.0544	5.63248
Dalle de transition+Corbeau	CN	19.64	0.000	19.64	0.73	4.50	0.000	14.3372
	CSH + K+		3.928	20.8184			17.676	15.197
	CSH + K-		3.928	18.4616			17.676	13.477
Semelle	CN	247.50	0.000	247.50	1.25	0.75	0.000	309.375
	CSH + K+		49.5	262.35			37.125	327.9375
	CSH + K-		49.5	232.65			37.125	290.8125
Remblai sur patin avant	CN	71.28	0.000	71.28	1.80	2.25	0.000	128.304
	CSH + K+		14.256	75.5568			32.076	136.0022
	CSH + K-		14.256	67.0032			32.076	120.6058
Remblai sur patin arrière	CN	222.40	0.000	222.40	1.80	2.25	0.000	400.32
	CSH + K+		44.48	235.744			100.08	424.3392
	CSH + K-		44.48	209.056			100.08	376.3008
Reaction du tablier	CN	336.50	0.00	336.50	2.80	4.65	0.00	942.20
	CSH + K+		67.30	356.69			312.945	998.732

	<b>CSH + K-</b>	67.30	316.31			312.945	885.668
<b>Muret en aile</b>	<b>CN</b>	0.00	7.34	4.00	5.00	0.00	29.36
	<b>CSH + K+</b>	7.34	1.468	7.7804		7.34	31.1216
	<b>CSH + K-</b>	1.468	6.8996			7.34	27.5984
<b>La surcharge</b>	<b>CN</b>	0.00	24.96			0.00	44.928
	<b>CSH + K+</b>	24.96	4.992	26.4576	1.80	3.00	47.6237
	<b>CSH + K-</b>	4.992	23.4624			14.976	42.2323
<b>Freinage due à Bc.</b>	<b>CN</b>	15.00	0			42.00	0.000
	<b>CSH + K+</b>	15.00	/	0	2.80	/	0.000
	<b>CSH + K-</b>	/	/	0	/	/	0.000
<b>Total</b>	<b>CN</b>	15.000	1055.42			42.000	2174.7295
	<b>CSH + K+</b>	/	211.404	1118.7448	/	/	2305.26612
	<b>CSH + K-</b>	/	211.404	992.0948	/	/	2044.24568

**IX.8.4. Calcul des pousses dues aux terres**

On a recapituler tous sous forme de tableau indique ci-dessous :

On a :

$$F_p = P \times K_{ah} \quad / \quad M_R = F_p \times Z_h$$

**Tableau IX.6.** Les pousses des terres agissantes sur la culée.

Désignation	Conditions	P(t)	K <sub>ah</sub>	F <sub>p</sub>	Z <sub>h</sub> = 1/3 H (m)	M <sub>R</sub> (T.m)
<b>Poussée des terres sur MGG +MF</b>	<b>CN</b>		0.33	33.1683		71.3118
	<b>CSH + K+</b>	100.51	0.65	65.3315	1/3 × (4.95+1.5)	140.4627
	<b>CSH + K-</b>		0.67	67.3417		144.785
<b>Poussée des terres sur la semelle</b>	<b>CN</b>		0.33	3.4749		1.7375
	<b>CSH + K+</b>	10.53	0.65	6.8445	1/3 × 1.50	3.4223
	<b>CSH + K-</b>		0.67	7.0551		3.5276

Totale	CN		/	36.6432			73.0493
	CSH + K+	/	/	72.176	/	/	143.885
	CSH + K-		/	74.3968			148.3126

### IX.8.5. Calcul des pousses dues aux surcharges

On a aussi résumé ça sous forme de tableau indique en dessous :

**Tableau IX.7.** Les pousses dues aux surcharges qui agissent sur la culée.

Désignation	Conditions	P(t)	$K_{ah}$	$F_p$	$Z_h = 1/2 H$ (m)	$M_R$ (T.m)	
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN		0.333	16.89		54.47	
	CSH + K+	50.72	0.65	32.968	$\frac{1}{2} \times (4.95 + 1.50)$	3.225	106.3218
	CSH + K-		0.67	33.9824			109.5932
Poussée de la terre sur la Semelle	CN		0.333	4.4206			3.31545
	CSH + K+	13.275	0.65	8.6288	$\frac{1}{2} \times 1.50$	0.75	6.4716
	CSH + K-		0.67	8.8946			6.6709
Totales	CN		/	21.3106			57.785
	CSH + K+	/	/	41.5968	/	/	112.7934
	CSH + K-		/	42.877			116.2641

### IX.8.6. Moments et efforts globaux

**Tableau IX.8.** Les moments et efforts globaux agissant sur la culée.

Désignation	Conditions	$K_h \times P$	$(1+kv) \times P$	$M_{renv}$ (T.m)	$M_{stab}$ (T.m)
Totales	CN	15.000	1055.42	172.8405	2174.7295
	CSH + K+	211.404	1118.7448	756.2986	2305.26612
	CSH + K-	211.404	992.0948	870.5187	2044.24568

Selon le règlement parasismique.

On a :

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} > 1.50 \text{ (Condition normale).}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} > 1.00 \text{ (Condition sismique).}$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant due à  $F_v$ .

$M_R$  : Moment renversant due à  $F_H$ .

- **Vis-à-vis du glissement**

$$\hat{\eta} = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \times u > 1.50 \text{ (Condition normale).}$$

$$\hat{\eta} = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \times u > 1.00 \text{ (Condition sismique).}$$

Avec :

$u$  : Coefficient de frottement terres et béton.

$$u = \text{tg}(2/3)\phi = 0.349 \text{ avec } \phi = 30^\circ$$

Avec :

$$F_h = K_h * P \quad ; \quad F_v = (1 \pm K_v) * P$$

**Tableau IX.9.** Les vérifications concernant la stabilité de la culée.

Condition	$F_H$	$F_V$	$M_R$ (t.m)	$M_s$ (t.m)	$M_s/M_R$	$(F_v/F_H) * u$
CN	15.000	1055.42	172.8405	2174.7295	12.58	24.556
CSH + K+	211.404	1118.7448	756.2986	2305.26612	3.05	1.96
CSH + K-	211.404	992.0948	870.5187	2044.24568	2.35	1.64

- **Remarque**

C'est ainsi que les conditions de stabilité au glissement et au renversement sont toutes vérifiées.

## IX.9. Ferrailage de la culée

### IX.9.1. Mur garde-grève

D'après le document (SETRA art 2.3) le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- La poussée des terres.
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.

#### IX.9.1.1. Evaluation des efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

##### ❖ Forces verticales

- Due poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

##### ❖ Forces horizontales

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

##### a) Poussées de terres

Elle est donnée par la formule suivante :

$$M_p = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (\text{Théorie de COULOMB})$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{P_h}{3} = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

$H = 1.95 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève.

$\varphi = 30^\circ$  : Angle de frottement interne du sol.

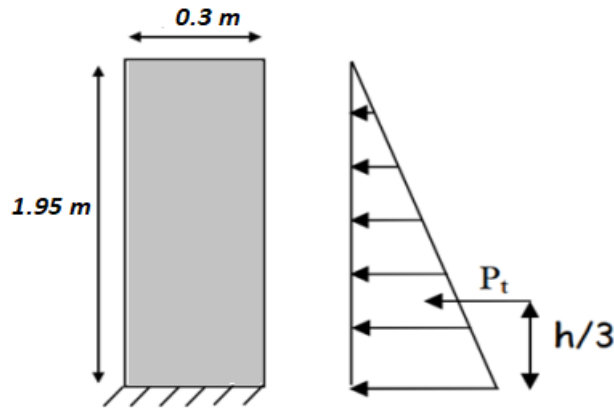


Figure IX.29. Pousses des terres sur le mur.

D'où :

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0.333 \times 1.8 \times 1.95^3 = 0.74 \text{ t.m}$$

$$M_{tu} = M_t \times 1.35 = 0.74 \times 1.35 = 1.00 \text{ t.m à l'E.L.U.}$$

$$M_{ts} = M_t \times 1.00 = 0.74 \times 1.00 = 0.74 \text{ t.m à l'E.L.S.}$$

**b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur**

D'après le document SETRA, la charge la plus critique est celle exercée par les camions de type BC, en particulier la poussée des charges locales. Cette charge maximale est générée par les deux roues arrière de chaque camion, pesant chacune 6 tonnes, positionnées de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève. Pour simplifier les calculs, les deux roues réelles de 6 tonnes chacune, espacées de 0,5 m, sont remplacées par une roue équivalente uniformément répartie de 12 tonnes, agissant sur un rectangle de (0,25 m par 0,75 m). On suppose que la pression sur ce rectangle d'impact se répartit latéralement et vers l'arrière du mur à un angle de 45 degrés.



Figure IX.30. Pousse de la charge en arrière du mur.

Avec :

$b_c = 1.1$  (Coefficient de pondération du système Bc).

$\Delta = 1.08$  (Coefficient de majoration dynamique).

$\gamma$  : Coefficient de pondération (1,6 à L'E.L.U. \ 1,2 à L'E.L. S).

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0.25 - 0.25}{0.25 + x} dx. \dots\dots\dots(1)$$

On a :

$$K = K_a \times \gamma \times \Delta \times b_c \begin{cases} \rightarrow 0.333 \times 1.6 \times 1.1 \times 1.08 = 0.63 \text{ a l'E.L.U.} \\ \rightarrow 0.333 \times 1.2 \times 1.1 \times 1.08 = 0.48 \text{ a l'E.L.S.} \end{cases}$$

D'après l'équation (1) :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2H} [2.45 \ln(0.25 + x) - x]_0^{1.95}$$

$$M_p = \begin{cases} \rightarrow M_{pu} = 4.60 \text{ t.m} \\ \rightarrow M_{ps} = 3.51 \text{ t.m} \end{cases}$$

**c) Force de freinage**

Lorsqu'on considère un essieu lourd de 6t en contact avec un mur de garde ou une bordure, et qu'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière, le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \left( \frac{6h}{0.25 + 2h} \right) \cdot \gamma \text{ (Selon RCPR)}$$

On a :

H : Hauteur du mur garde-grève qui égale à 1.95m.

$\gamma$  : Coefficient de pondération (1,6 à L'E.L.U. \ 1,2 à L'E.L.S.)

D'où :

$$M_f = \left( \frac{6 \cdot 1.95}{0.25 + 2 \cdot 1.95} \right) \cdot \gamma = 2.82 \cdot \gamma$$

Donc :

$$M_f = \begin{cases} \rightarrow M_{fu} = 2.82 \times 1.6 = 4.512 \text{ t.m à l'E.L.U.} \\ \rightarrow M_{fs} = 2.82 \times 1.2 = 3.384 \text{ t.m à l'E.L.S.} \end{cases}$$

• **Moment total à l'encastrement**

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_p + M_f) = 1.35(0.74) + 1.6(4.60 + 4.512) = 15.58 \text{ t.m /ml} \\ M_s = M_t + 1.2 (M_p + M_f) = (0.74) + 1.2 (3.51 + 3.384) = 9.01 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

### XI.9.1.2. Ferrailage du mur garde-grève

#### a) Ferrailage vertical

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Le moment maximal  $M_u = 15.58 \text{ t.m}$

$$h = 0.30 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

Dimension (0.30 x 1m<sup>2</sup>)

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 40\text{Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

➤ **Remarque**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

On a aussi :

$$\gamma = 1.5 \quad ; \quad f_e = 400\text{Mpa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.67 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{15.58 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 22.67} = 0.094$$

$$\mu_{bu} = 0.094 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_s = 0 \text{ (Section sans acier comprimé).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.094}) = 0.124$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.124 = 0.95$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} = \frac{15.58 \times 10^2}{0.95 \cdot 348 \cdot 0.27} = 17.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité est effectuée par la formule suivante :

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{3}{400} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 17.45 > A_{s \min} = 4.66 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

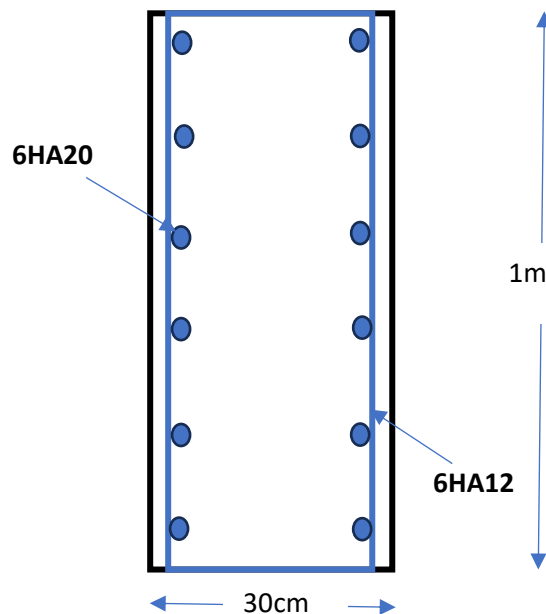
On prend **6HA20** d'une section de (18.85 cm<sup>2</sup>).

**b) Ferrailage horizontal**

Le ferrailage horizontal du mur garde grève est donné par la formule ci-après :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{17.45}{3} = 5.82 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** d'une section de (6.79 cm<sup>2</sup>).



**Figure IX.31.** Ferrailage du mur garde-grève.

**IX.9.2. Dalle de transition****IX.9.2.1. Evaluation des efforts**

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

$$G_1 : \text{Poids propre} : 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$$

$$G_2 : \text{Revêtement} : 2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$G_3 : \text{Poids du remblai} : 1,8 \times 1 \times 1 = 1,8 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge} : q = 1,2 \text{ t/ml}$$

Avec :

$$P = G_1 + G_2 + G_3 = 0,75 + 0,176 + 1,62 = 2,726 \text{ t/ml}$$

On utilise la combinaison d'action à L'E.LU sachant que  $M = 1,35M_G + 1,6M_Q$ .

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,726 \times 4^2}{8} = 5,452 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1,2 \times 4^2}{8} = 2,4 \text{ t.m}$$

Les moments correspondants à l'ELU et L'ELS valent :

$$\begin{cases} M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 1,35 \times 5,452 + 1,6 \times 2,4 = 11,2 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1,2M_Q = 5,452 + 1,2 \times 2,4 = 8,33 \text{ t.m} \end{cases}$$

**IX.9.2.2. Ferrailage de la dalle de transition****a) Ferrailage vertical**

Le ferrailage vertical de la dalle de transition est effectué pour une bande de 1 m de largeur et 30 cm de hauteur en flexion :

$$M_u = 11,2 \text{ t.m}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Les dimensions de la section sont :  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0,3 \text{ m}$ .

Fissuration préjudiciable ( $n = 1.6$ ), avec :  $f_{bu} = 22.67\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{11.2 \times 10^{-2}}{1 \cdot 22.67 \cdot 0.27^2} = 0.068$$

$$\mu_{bu} = 0.068 < \mu_{lu} = 0.392$$

- **Remarque**

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.088 = 0.96$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} = \frac{11.2 \times 10^2}{0.96 \cdot 348 \cdot 0.27} = 12.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{3}{400} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 12.42 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.66 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Alors :

On prend **5HA20** de section de ( $18.85 \text{ cm}^2$ ).

**b) Ferrailage horizontal**

Le ferrailage horizontal de la dalle de transition est donné par la formule :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{12.42}{3} = 4.14 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA12** de section de ( $5.65 \text{ cm}^2$ ).

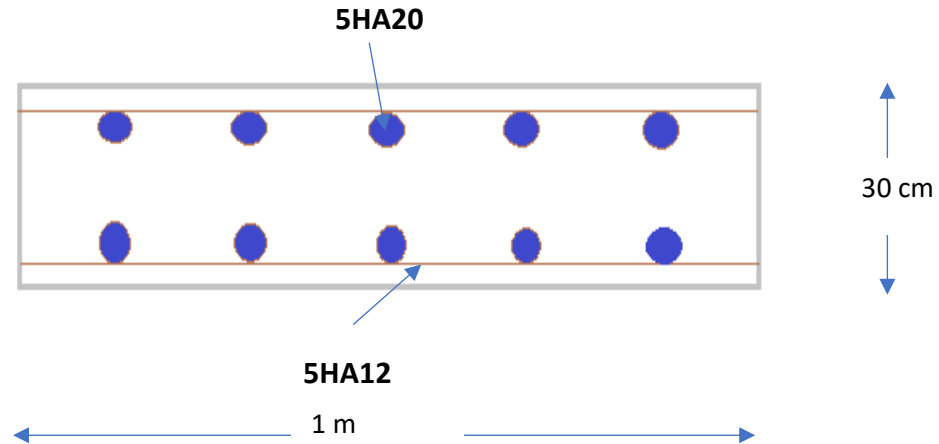


Figure IX.32. Ferrailage de la dalle de transition.

### IX.9.3. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.

Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

#### IX.9.3.1. Evaluation des efforts

Les dimensions du mur en retour valent

- Epaisseur :  $e = 0.5\text{m}$ .
- Largeur :  $L = 2.40\text{m}$ .
- Hauteur :  $h = 4.95\text{m}$ .

##### a) Efforts horizontaux

Les efforts horizontaux sollicitant le mur en retour sont :

- **Poussée de terres**

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah}$$

Avec :

Coefficient de poussée :  $K_{ah} = 0.333$

$$P_t = \frac{1}{2} \times (1.8 \times 4.95^2 \times 2.40 \times 0.333) = 17.62 \text{ t}$$

➤ **Poussée des surcharges sur remblai**

$$P_{SR} = H \times L \times K_{ah} \times 1.2$$

$$P_{SR} = 4.95 \times 2.40 \times 0.333 \times 1.2 = 4.75 \text{ t}$$

➤ **Poussée de la surcharge concentrée (2t)**

$$P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$$

➤ **Moments**

$$\text{Poussée de terres : } M_t = P \times \frac{H}{3} = 17.62 \times \frac{4.95}{3} = 29.07 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = P \times \frac{H}{2} = 4.75 \times \frac{4.95}{2} = 11.76 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = P \times H = 2.4 \times 4.95 = 11.88 \text{ t.m}$$

➤ **Combinaisons**

➤ **ELU**

$$M_u = 1.35M_t + 1.6(M_{SR} + M_{sc}) = 1.35 \times 29.07 + 1.6(11.76 + 11.88) = 77.07 \text{ t.m}$$

➤ **ELS**

$$M_s = M_t + 1.2(M_{SR} + M_{sc}) = M_{ELS} = 29.07 + 1.2(11.76 + 11.88) = 57.44 \text{ t.m}$$

**b) Efforts verticaux**

Les efforts verticaux sollicitant le mur en retour sont :

- Poids propre du mur :  $P_t = 4.95 \times 0.50 \times 2.5 = 6.19 \text{ t}$
- Poids propre de la superstructure :  $P_{su} = 0.3 \text{ t}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $M_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$

➤ **Moments**

$$\text{Poussée de terres : } M_t = P \times \frac{H}{3} = 6.19 \times \frac{4.95}{3} = 10.21 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = P \times \frac{H}{2} = 0.3 \times 0.5 = 0.15 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = P \times H = 4.8 \times 4.95 = 23.76 \text{ t.m}$$

➤ **Combinaisons**

➤ **ELU**

$$M_{ELu} = 1.35(M_t + M_{SR}) + 1.6M_{sc} = 1.35(10.21 + 0.15) + 1.6 \times 23.76 = 52 \text{ t.m}$$

➤ **ELS**

$$M_{ELS} = (M_t + M_{Sr}) + 1.2M_{Sc} = M_{ELS} = (10.21 + 0.15) + 1.2 \times 23.76 = 38.87 \text{ t.m.}$$

**IX.9.3.2. Ferrailage du mur en retour****a) Ferrailage horizontal**

Le ferrailage du mur en retour se fait en flexion simple, pour une section de 1m. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section valent :

$$M_u = 77.07 \text{ t.m} ; M_s = 57.44 \text{ t.m} ; d = 0.45 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 40 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 22.67 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa} ; \text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$M_{ELU} = \frac{M_u}{H} = \frac{225.45}{4.95} = 45.54 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = \frac{M_s}{H} = \frac{57.44}{4.95} = 11.60 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{45.54 \times 10^{-2}}{1 \times 0.45^2 \times 22.67} = 0.1$$

$$\mu_{bu} = 0.1 < \mu_{lu} = 0.392$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.948$$

$$A_{su} = \frac{M_{elu}}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{45.54 \times 10^2}{1 \cdot 0.45 \cdot 348} = 29.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{3}{400} = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 29.09 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 7.76 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA25** de section de (29.45 cm<sup>2</sup>).

### b) Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical du mur en retour est effectué pour une section de 1m de largeur et 4.95m

$$M_{ELu} = \frac{M_u}{H} = \frac{52}{4.95} = 10.51 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELs} = \frac{M_s}{H} = \frac{38.87}{4.95} = 7.85 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{10.51 \times 10^{-2}}{1 \times 0.45^2 \times 22.67} = 0.023$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_{lu} = 0.392$$

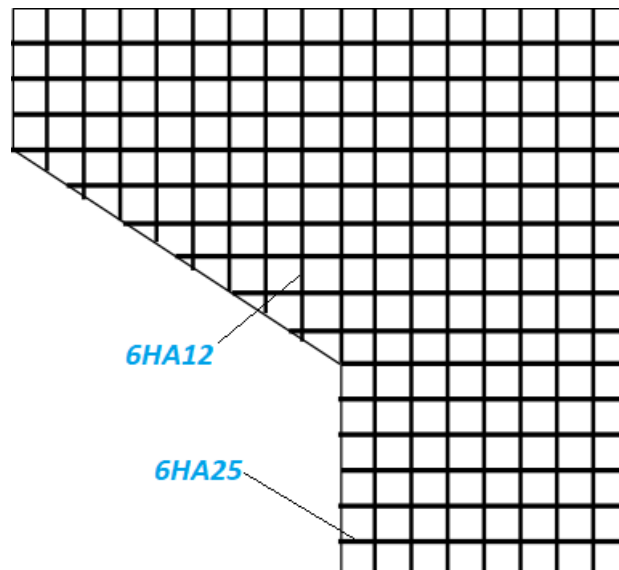
La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.03 = 0.988$$

$$A_{su} = \frac{M_{elu}}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10.51 \times 10^2}{1 \cdot 0.45 \cdot 348} = 6.71 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** de section de ( $6.79 \text{ cm}^2$ ).



**Figure IX.33.** Ferrailage du mur en retour.

### IX.9.4. Corbeau

#### IX.9.4.1. Evaluation des charges et surcharges

Le corbeau est un d'appui de dalle de transition, il soumise à la réaction de cette dalle. Les caractéristiques géométriques et mécanique de la section valent :

$$R_u = 11.20 \text{ t} ; R_{\text{ser}} = 8.33 \text{ t} ; \text{Enrobage} = 5\text{cm}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.27\text{m} \quad ; \quad b = 1\text{m} \quad ; \quad f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{su} = 348 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bu} = 17 \text{ Mpa}$$

#### IX.9.4.2. Ferrailage du corbeau

##### a) Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical est effectué pour une section de 1m de largeur en flexion

$$M_u = \frac{((0.38 + 0.90) \times 0.90 \times 2.50 \times 0.90)}{2} + 11.20 \times 0.38 = 5.55 \text{ t. m}$$

$$M_u = 5.55 \text{ t. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{5.55 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 17} = 0.045$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_{lu} = 0.392$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = 0.98$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5.55 \times 10^2}{1 \cdot 0.27 \cdot 348} = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{400} = 3.726 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 5.91 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 3.726 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** de section de (6.79 cm<sup>2</sup>).

### b) Ferrailage horizontal

Le ferrailage horizontal est obtenu par :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{5.91}{3} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA10** de section de ( $2.36 \text{ cm}^2$ ).

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de **HA25/50** tous les 1m.

### ➤ Vérification au cisaillement

On vérifie le cisaillement par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9 \cdot b_0} = \frac{11.20 \times 10^{-2}}{0.27 \times 1} = 0.42 \text{ MPA}$$

$$R_u = 12.20t = 11.20 \times 10^{-2}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.42 ; 3\text{MPA})$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3\text{MPA}$$

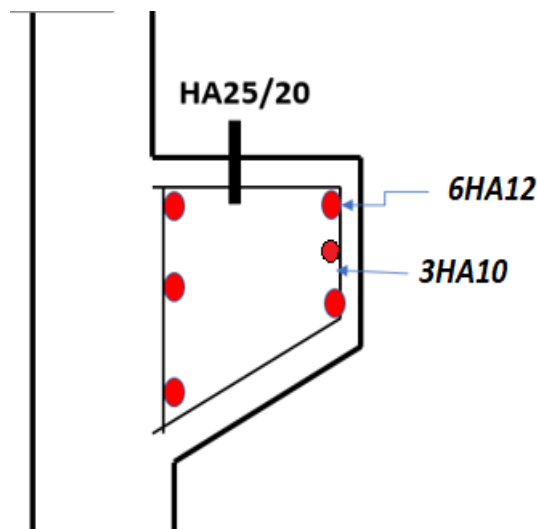


Figure IX.34. Ferrailage du corbeau.

## IX.9.5. Mur frontal

## IX.9.5.1. Evaluation des efforts

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

- **Efforts horizontaux**
  - Force de freinage.
  - Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
  - La poussée des terres.
  - La surcharge  $Q = 1.2 \text{ t/m}^2$ .
  - Effet sismique  $F = 0,1G$  (Tablier + Culée).
  
- **Efforts normaux**
  - Poids du tablier.
  - Les éléments de la culée.
  - Surcharges sur tablier.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

**Tableau IX.10.** Evaluation des efforts sur le mur frontal.

Désignation	Conditions	$P_v$ (t)	$K_h \times P$	$(1+k_v) \times P$	X (m)	Z (m)	$M_{renv}$ (T.m)	$M_{stab}$ (T.m)
<b>Mur Garde grève</b>	CN	15.21	0.000	15.21	0.73	4.50	0.000	11.1033
	CSH + K+		3.042	16.1226			13.689	11.77
<b>Mur Frontal</b>	CN	93.60	0.000	93.60	2.80	3.00	0.000	262.08
	CSH + K+		18.72	99.216			56.16	277.8048
<b>Mur en retour</b>	CN	14.85	0.000	14.85	1.80	3.98	0.000	26.73
	CSH + K+		2.97	15.741			11.8206	28.3338
<b>Dés d'appuis + Plot parasismique</b>	CN		0.000	2.14	2.80	4.80	0.000	5.992
	CSH + K+	2.14	0.428	2.2684			2.0544	6.35152
<b>Dalle de transition + Corbeau</b>	CN		0.000	19.64	0.73	4.50	0.000	14.3372
	CSH + K+	19.64	3.928	20.8184			17.676	15.197

<b>Semelle</b>	<b>CN</b>	0.000	247.50	1.25	0.75	0.000	309.375
	<b>CSH + K+</b>	247.50	49.5	262.35		37.125	327.9375
<b>Remblai sur patin avant</b>	<b>CN</b>	0.000	71.28	1.80	2.25	0.000	128.304
	<b>CSH + K+</b>	71.28	14.256	75.5568		32.076	136.0022
<b>Remblai sur patin arrière</b>	<b>CN</b>	0.000	222.40	1.80	2.25	0.000	400.32
	<b>CSH + K+</b>	222.40	44.48	235.744		100.08	424.3392
<b>Réaction du tablier</b>	<b>CN</b>	0.00	336.50	2.80	4.65	0.00	942.20
	<b>CSH + K+</b>	336.50	67.30	356.69		312.945	998.732
<b>Muret en aile</b>	<b>CN</b>	0.00	7.34	4.00	5.00	0.00	29.36
	<b>CSH + K+</b>	7.34	1.468	7.7804		7.34	31.1216
<b>La surcharge</b>	<b>CN</b>	0.00	24.96			0.00	44.928
	<b>CSH + K+</b>	24.96	4.992	26.4576	1.80	3.00	14.976
<b>Freinage due à Bc.</b>	<b>CN</b>	15.00	0			42.00	0.000
	<b>CSH + K+</b>	15.00	/	0	2.80	/	0.000

Désignation	Conditions	P(t)	K <sub>ah</sub>	F <sub>p</sub>	Z <sub>h=1/3 H</sub> (m)	M <sub>R</sub> (T. m)
<b>Poussée des terres sur MGG +MF</b>	<b>CN</b>		0.33	33.1683		71.3118
	<b>CSH + K+</b>	100.51	0.65	65.3315	1/3. (4.95+1.5)	2.15
<b>Poussée des terres sur la semelle</b>	<b>CN</b>		0.33	3.4749		1.7375
	<b>CSH + K+</b>	10.53	0.65	6.8445	1/3. 1.50	0.50
<b>Totale</b>	<b>CN</b>		/	36.6432		73.0493
	<b>CSH + K+</b>	/	/	72.176	/	/

Désignation	Conditions	P(t)	$K_{ah}$	$F_p$	$Z_h = 1/2 H$ (m)	$M_R$ (T. m)
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN		0.333	16.89		54.47
	CSH + K+	50.72	0.65	32.968	$\frac{1}{2} \cdot (4.95 + 1.50)$	3.225
Poussée de la terre sur la Semelle	CN		0.333	4.4206		3.31545
	CSH + K+	13.275	0.65	8.6288	$1/2 \times 1.50$	0.75
Totale	CN		/	21.3106		57.785
	CSH + K+	/	/	41.5968	/	/

Désignation	Conditions	$K_h \times P$	$(1+k_v) \times P$	$M_{renv}$ (T.m)	$M_{stab}$ (T.m)
Totale	CN	15.000	1055.42	172.8405	2174.7295
	CSH +K+	211.404	1118.7448	756.2986	2305.26612

**✚ Récapitulatif des efforts**

➤ **Condition normale**

Effort normal :  $\Sigma (1 + v) P = 1055.42 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1 + v) P}{b} = \frac{1055.42}{10.40} = 101.48 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 101.48 = 137 \text{ t.m}$$

Moment :  $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 2174.7295 - 172.8405 = 2001.889 \text{ t.m}$

$$\text{ELS : } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{2001.889}{10.40} = 192.49 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 192.49 = 259.86 \text{ t.m}$$

➤ **Condition sismique**

Effort normal :  $\Sigma (1 + v) P = 1118.7448 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1 + v) P}{b} = \frac{1118.7448}{10.40} = 107.57 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 107.57 = 145.22 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment : } M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 2305.26612 - 756.2986 = 1548.97 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS : } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{1548.97}{10.40} = 148.94 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 148.94 = 201.069 \text{ t.m}$$

Tableau IX.11. Sollicitations à la base de voile.

/	ELU		ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
M (t. m)	259.86	201.069	192.49	148.94
N(t)	137	145.22	101.48	107.57

**IX.9.5.2. Ferrailage du mur frontal**

➤ **Ferrailage vertical**

Le ferrailage du mur frontal est effectué pour une bande de 1m de section (b x h) en flexion composée. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section du béton valent :

$$f_{c28} = 40\text{Mpa} ; f_c = 400 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 22.67\text{Mpa.}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1.2 = 1.08 ; b = 1\text{m} ; f_{su} = 348$$

$$N_u = 145.22 \text{ t}$$

$$M_u = 201.069 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{201.069 \times 10^{-2}}{1 \times 1.08^2 \times 22.67} = 0.076$$

$$\mu_{bu} = 0.076 < \mu_{lu} = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = 0.0989$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0989 = 0.96$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} - \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{201.069}{0.96 \cdot 348 \cdot 1.08} - \frac{145.22}{347.83} A_{su} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$A_{su} = 0$  (C'est-à-dire que la section est entièrement comprimée).

➤ **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par :

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{3}{400} = 18.63 \text{ cm}^2 ;$$

$A_{su} = 0.17 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 18.63 \text{ cm}^2$  (Condition non vérifiée).

On prend **10HA20** avec une section de (20.11 cm<sup>2</sup>).

➤ **Armatures de répartition**

Les armatures de répartitions sont données par :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{20.11}{3} = 6.70 \text{ cm}^2$$

• **Remarque**

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure, on prend :

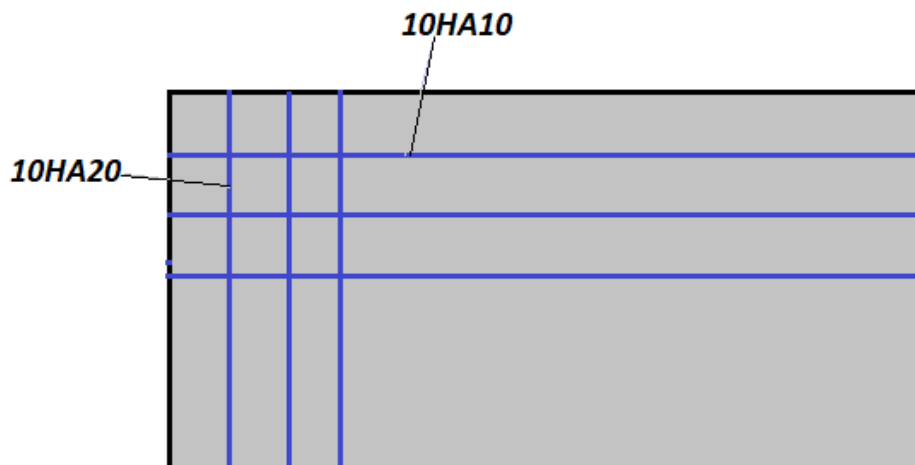
Le **10HA10** avec une section de (7.85 cm<sup>2</sup>).

➤ **Ferraillage horizontal**

Le ferraillage horizontal est donné par la formule :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{20.11}{4} = 5.03 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA12** d'une section de (5.65 cm<sup>2</sup>).



**Figure IX.35.** Ferrailage du mur frontal.

### **IX.10. Conclusion**

Dans ce chapitre, en premier lieu nous avons décortiqué la culée en plusieurs éléments à savoir le sommier d'appui, le mur garde-grevé, le muer en retour, le mur frontal, le corbeau ainsi que la dalle de transition. Ensuite nous avons présentés leurs dimensions avant de les modéliser avec le logiciel Autodesk Robot, ensuite on a vérifié la stabilité de la culée entière, avant de passer à l'évaluation des efforts de chaque élément pour donner le ferrailage de chaque élément.

# *Chapitre X*

## *Etude de la Pile*

## X.1. Introduction

Une pile est un support intermédiaire dont le rôle est de transmettre les charges et surcharges au sol des fondations. Elle contribue à la résistance globale du pont. La conception des piles dépend de nombreux paramètres, notamment :

- Le milieu aquatique ou terrestre.
- Le mode de construction du tablier.
- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le mode d'exécution des fondations.
- La liaison avec le tablier.

Les piles peuvent avoir un rôle plus ou moins important dans le comportement mécanique du tablier, selon que ce dernier est simplement appuyé, partiellement ou totalement encastré. Il est donc essentiel de bien dimensionner les piles, car un mauvais dimensionnement peut entraîner la défaillance de la structure.

## X.2. Définition

La pile est un support vertical intermédiaire qui joue un rôle crucial dans la structure d'un pont. Elle a pour fonction de transférer les charges provenant du tablier, incluant les charges permanentes et temporaires, jusqu'au sol des fondations. En plus de soutenir le tablier, les piles contribuent à la stabilité et à la résistance globale du pont. Leur conception varie en fonction de plusieurs paramètres, tels que le milieu environnant (aquatique ou terrestre), la méthode de construction du tablier, la hauteur de la section à franchir, le mode d'exécution des fondations et la liaison avec le tablier. Un dimensionnement précis des piles est essentiel pour éviter tout risque de défaillance de la structure.

## X.3. Fonctionnement des piles

Le fonctionnement d'une pile de pont repose sur plusieurs principes clés liés à la transmission et la distribution des charges. Voici les aspects principaux de son fonctionnement :

### X.3.1. Transmission des charges

- **Charges verticales** : La pile transfère les charges verticales (poids propre du tablier, charges permanentes et temporaires comme le trafic) depuis le tablier jusqu'aux fondations.
- **Charges horizontales** : Elle peut également transmettre des charges horizontales (vent, séismes, forces de freinage des véhicules) aux fondations.

### X.3.2. Distribution des charges

- **Répartition uniforme** : La pile répartit les charges de manière uniforme sur les fondations, ce qui permet de réduire les contraintes localisées et de prévenir les déformations excessives.
- **Transmission à la fondation** : Les fondations de la pile, qui peuvent être des semelles, des pieux ou des caissons, reçoivent les charges et les transmettent au sol de manière sécurisée.

### X.3.3. Stabilité et résistance

- **Rigidité** : Les piles doivent posséder une rigidité suffisante pour résister aux charges sans subir de déformations excessives.
- **Durabilité** : Elles sont conçues pour résister aux conditions environnementales (corrosion, érosion, gel-dégel) et assurer une longue durée de vie de la structure.

### X.3.4. Interaction avec le tablier

- **Support simple** : Si le tablier est simplement appuyé sur les piles, les piles supportent principalement des charges verticales.
- **Encastrement partiel ou total** : Si le tablier est partiellement ou totalement encastéré dans les piles, ces dernières doivent également résister à des moments de flexion et des forces de cisaillement supplémentaires.

### X.3.5. Paramètres de conception

- **Environnement** : La conception des piles prend en compte si elles sont situées dans un environnement aquatique ou terrestre, ce qui influence les méthodes de construction et les matériaux utilisés.
- **Hauteur** : La hauteur de la pile doit être adaptée à la hauteur de la brèche à franchir, assurant ainsi la stabilité et la fonctionnalité du pont.

### X.4. Choix de morphologie

On opte pour une pile portique, une solution qui permet de réduire le poids et de poser les poutres directement sur le chevêtre. Ce dernier transmet les efforts au sol à travers les fûts, puis la semelle.

Le schéma représentatif de la pile est présenté sur la figure suivante :

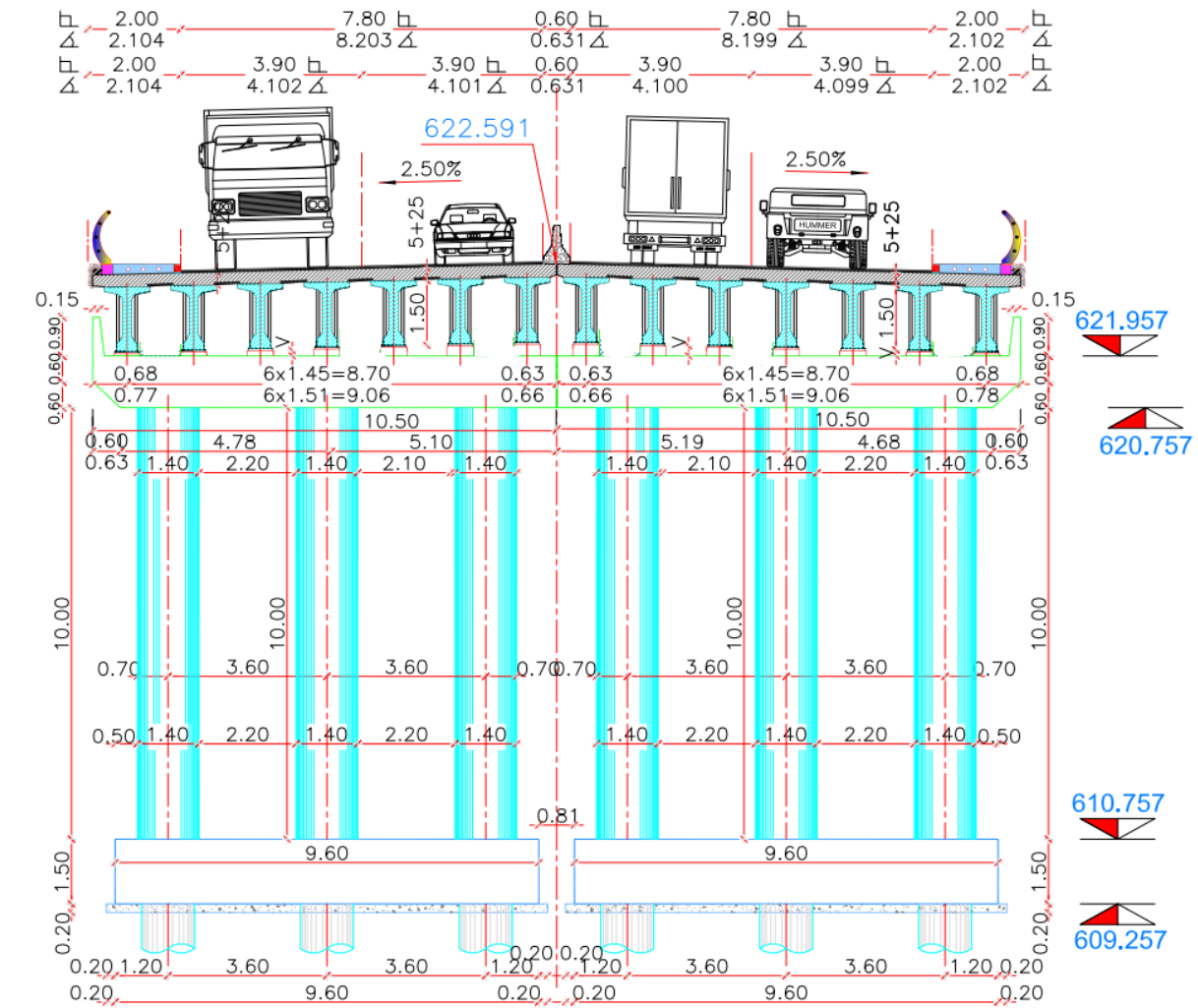


Figure X.1. Schéma de la pile.

### X.5. Prédimensionnement de la pile

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale.

Les dimensions sont données :

#### a) Chevêtre

Les dimensions du chevêtre sont comme suit :

- La longueur du chevêtre : 10.43m.
- La largeur du chevêtre : 1.80m.
- La hauteur du chevêtre : 1.20m.

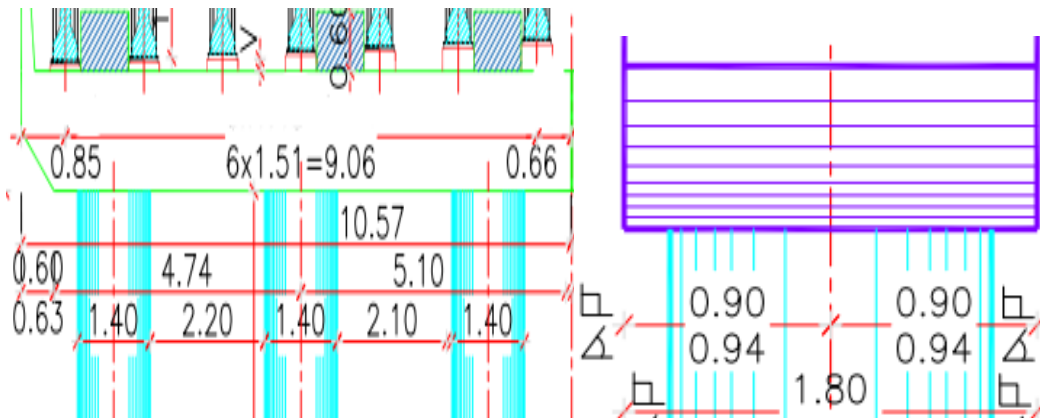


Figure X.2. Les dimensions du chevêtre.

#### b) Fut

Les dimensions du fut sont :

- La hauteur du fut : 10m.
- Le diamètre du fut :  $\phi$  1.40m.

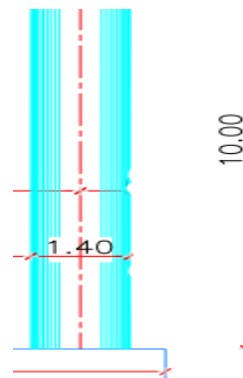


Figure X.3. Les dimensions du fut.

## X.6. Modélisation de la pile

Nous avons utilisé le logiciel Autodesk robot 2017, pour modéliser la pile. Nous avons intégré les charges permanentes ainsi que les surcharges la sollicitant, avec appliquant des combinaisons de charges à ELU et ELS et ELA.

### X.6.1. Etapes de modélisation de la pile

La modélisation de la pile du pont avec le logiciel Robot Structural Analysis permet une analyse bien détaillée de sa capacité à supporter les charges structurelles et environnementales, pour la modélisation de la pile cette étape est divisée en deux parties c'est-à-dire on commence par modéliser les trois futs ensuite on passe au chevêtre.

#### X.6.1.1. Modélisation du fut

- **Choix de l'élément de construction**

Nous avons opté pour l'utilisation d'un poteau pour la construction de la pile en raison de sa robustesse face aux forces de compression et de flexion, ce qui est important pour une structure de grande hauteur telle qu'une pile de pont.



Figure X.4. Choix de l'élément de construction.

- **Définition du fut**

Profils ----- Nouvelle section ----- Choisir poteau en béton armée de classe 35 -----  
Nommer le profilé ----- Introduire sa dimension (1.40m).

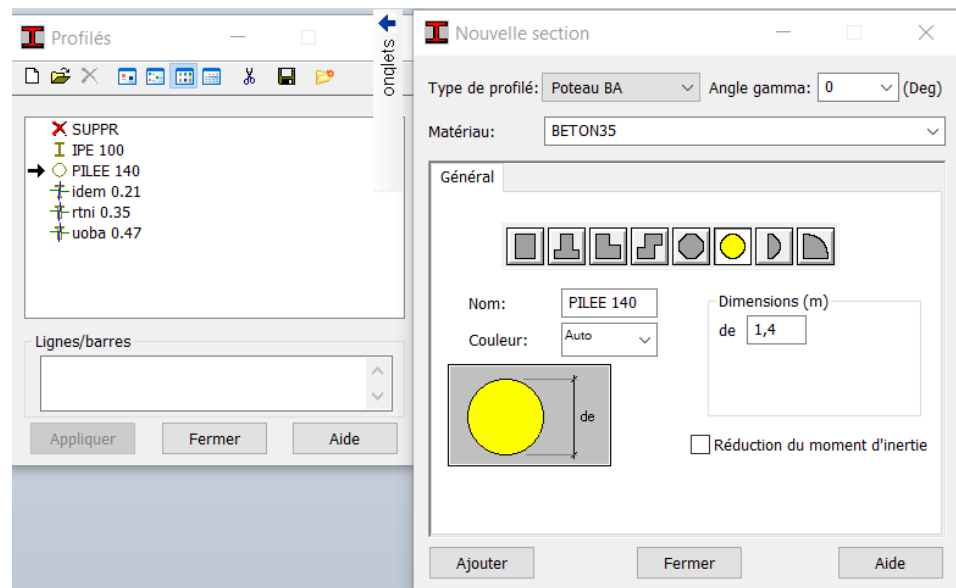


Figure X.5. Définition de la pile.

- Introduction du fut

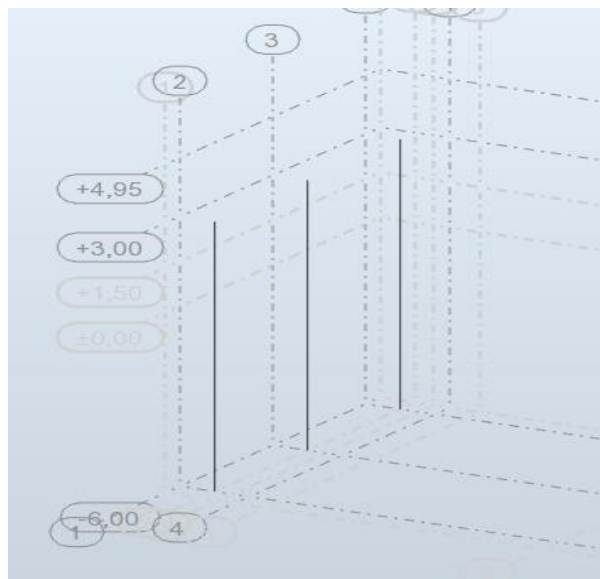


Figure X.6. Introduction de la pile.

Ensuite ce résultat s'affichera :

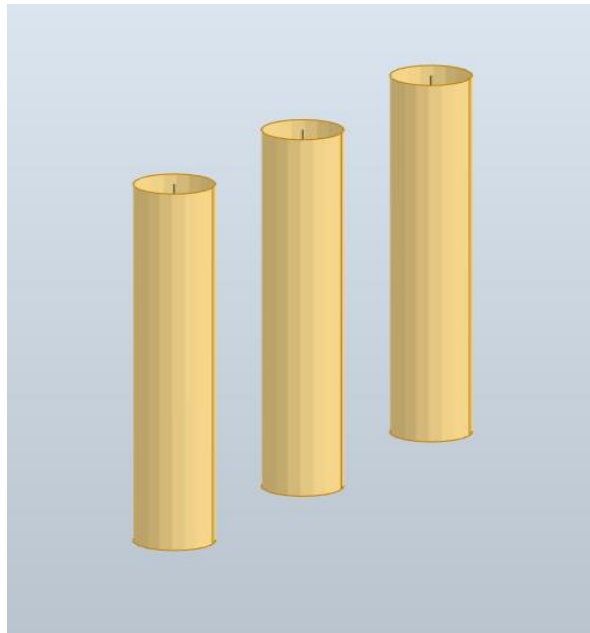


Figure X.7. Aperçu du fut.

- **Introduction des appuis sur les piles**

Pour les piles, nous avons choisi des appuis encastrés à la base, car cette approche permet de distribuer les charges de manière localisée. Cela garantit une réponse structurelle adéquate aux exigences de conception.

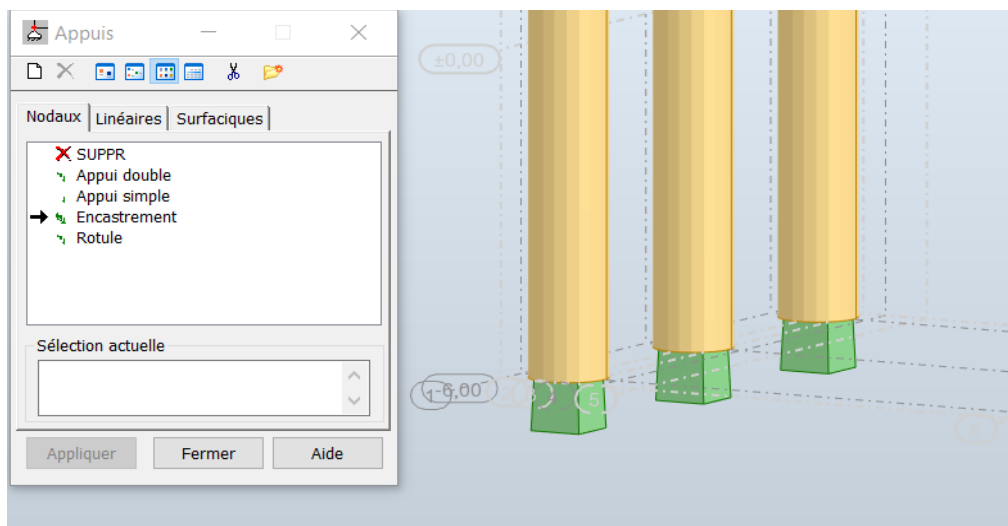
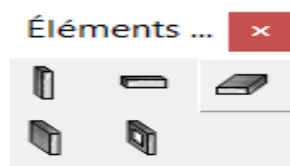


Figure X.8. Introduction des appuis sur les piles.

**X.6.1.2. Modélisation du chevêtre**

- **Choix de l'élément de construction**

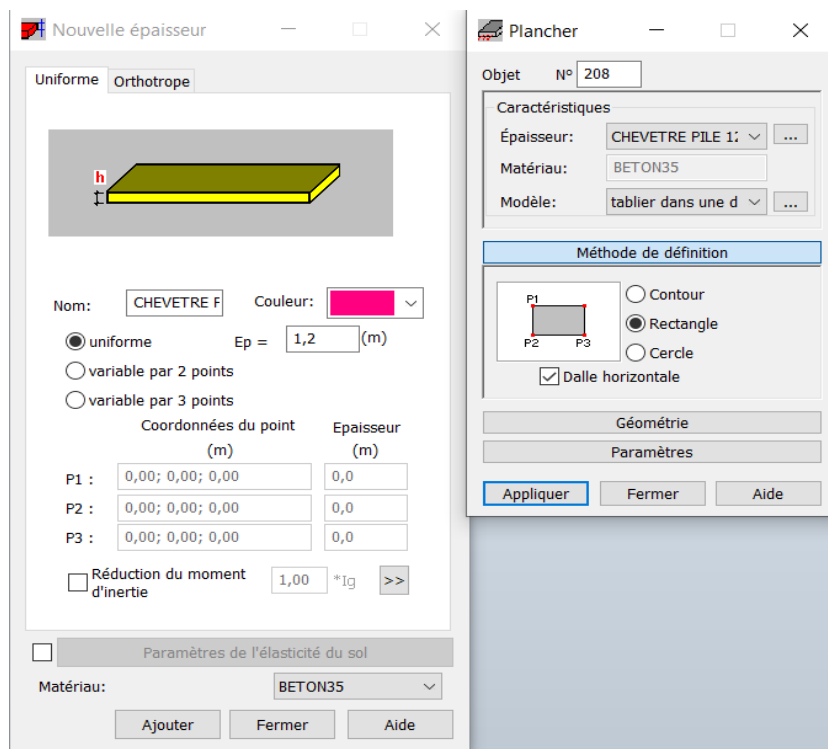
Concernant le chevêtre on a opté pour une dalle afin de supporter efficacement les charges réparties sur une large surface.



**Figure X.9.** Choix de l'élément de construction.

- **Définition de l'épaisseur du chevêtre**

Épaisseur EF ----- Nouvelle épaisseur ----- Choisir la classe 35 du béton-----Nommer le chevêtre, donner sa couleur ainsi que sa dimension (1.20m) ----- Eléments ----- Plancher ---- Choisir le chevêtre --- Rectangle ----- Appliquer.



**Figure X.10.** Définition de l'épaisseur du chevêtre.

- Introduction du chevêtre

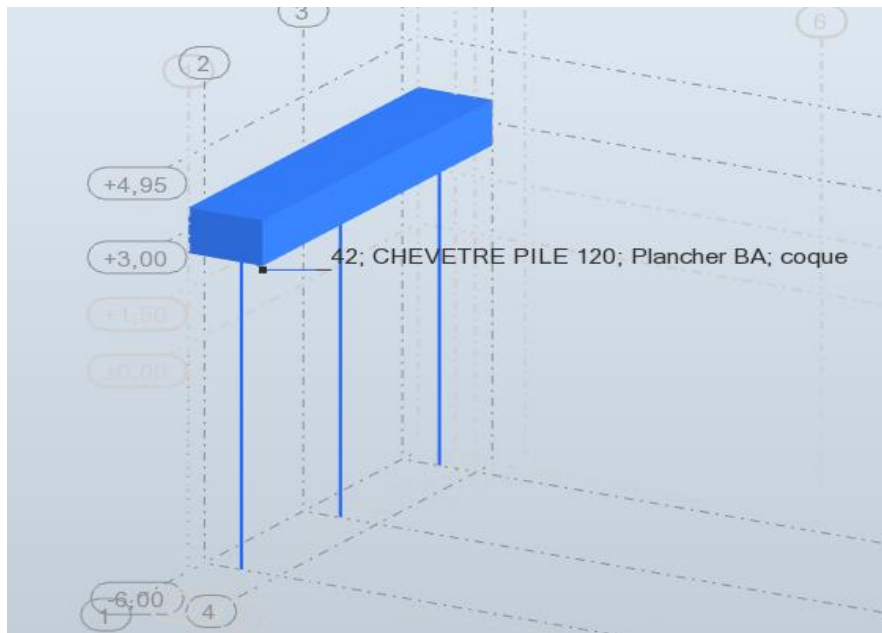


Figure X.11. Introduction du chevêtre.

A la fin cela s'affiche :

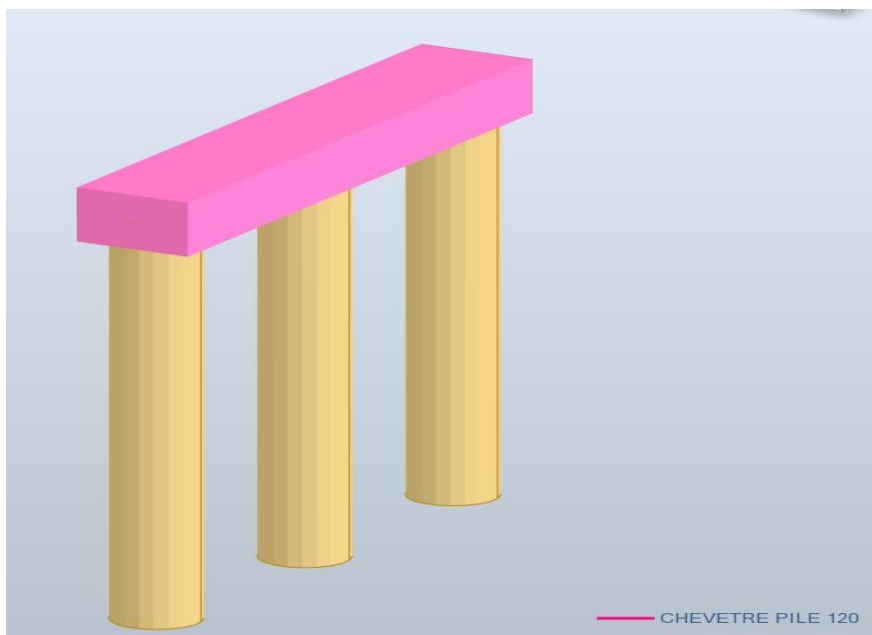


Figure X.12. Aperçu de la pile complète.

Ici, on a un aperçu final du pont après avoir modéliser l'infrastructure.

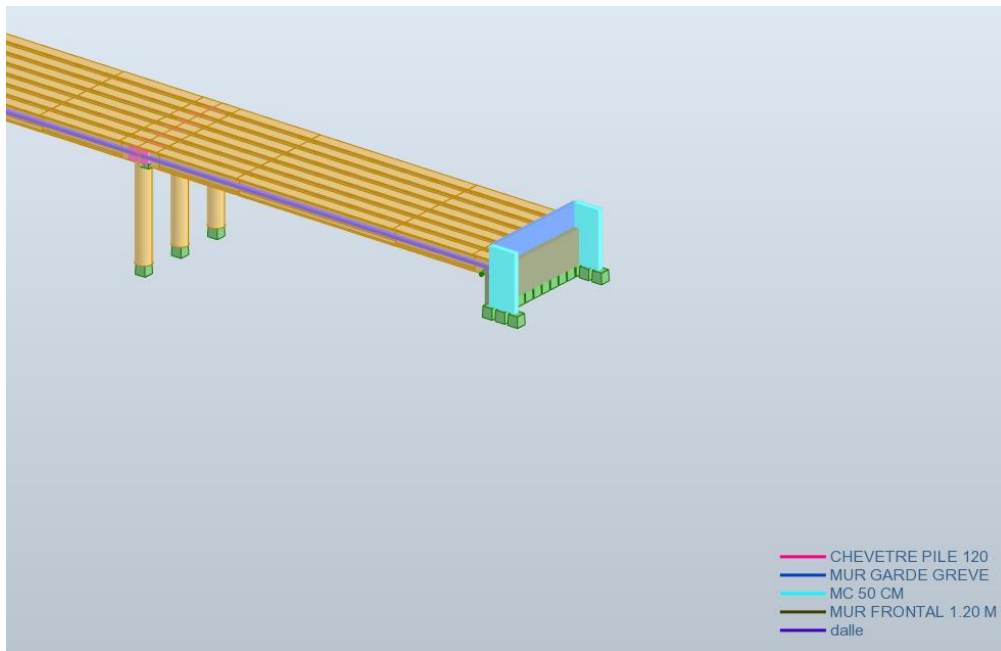


Figure X.13. Aperçu final du pont.

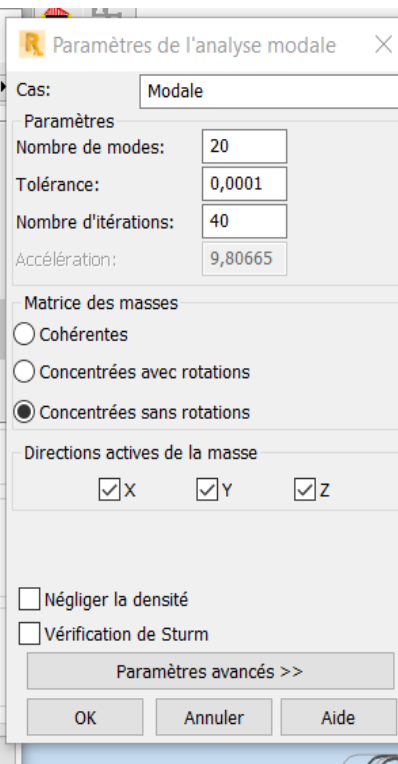
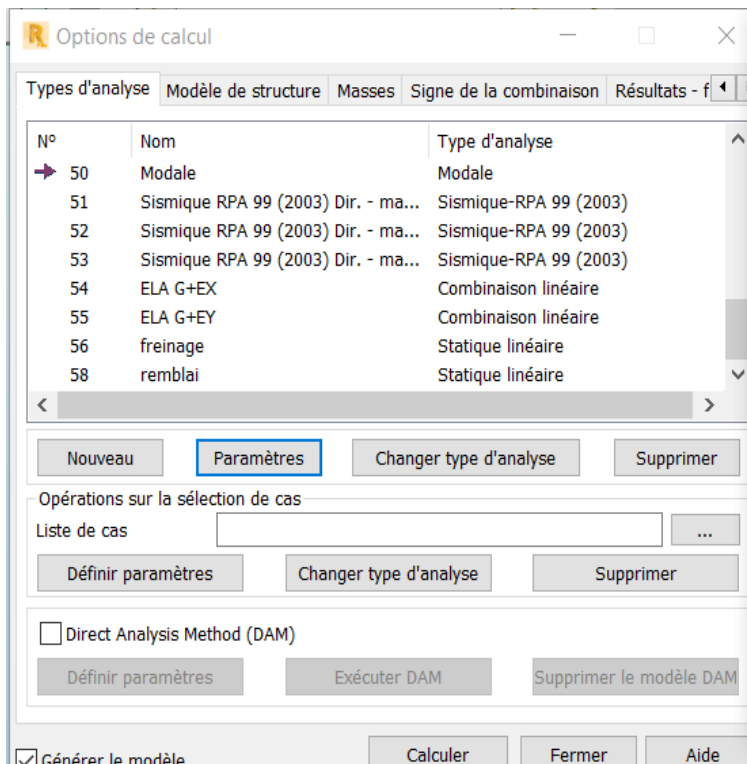
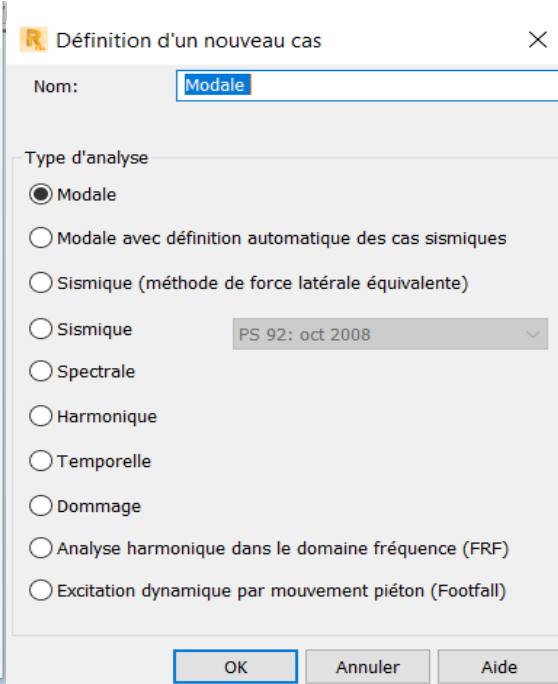
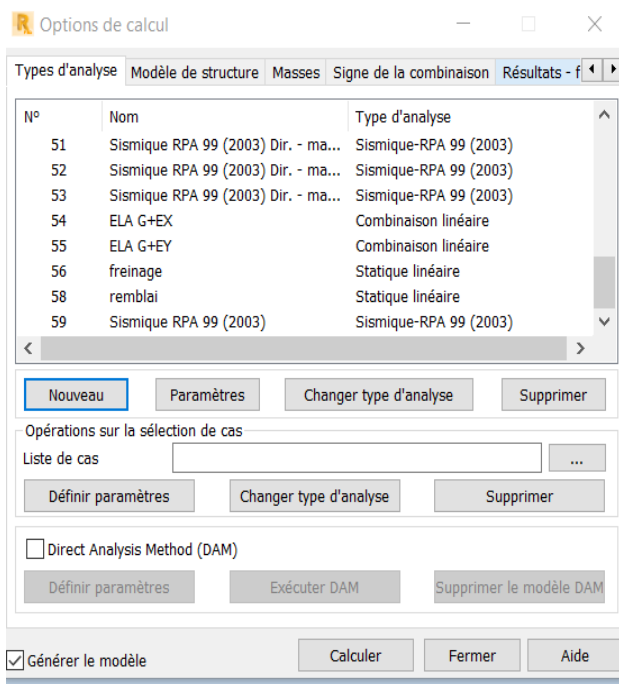
### X.6.2. Etude sismique

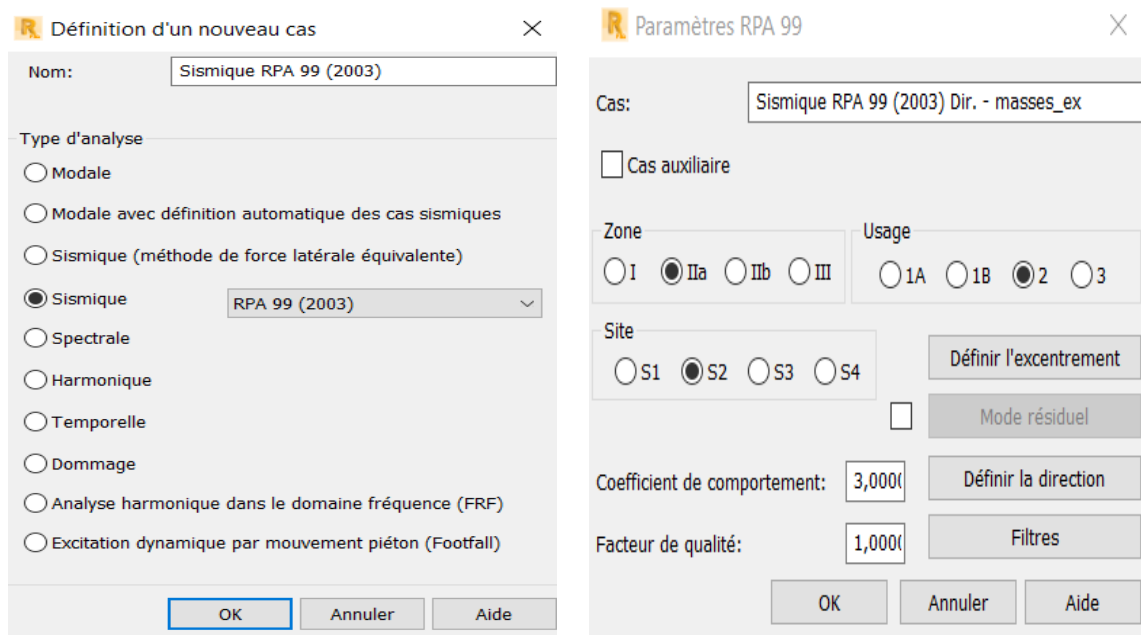
Le séisme a été pris en compte conformément aux conditions spécifiées dans le Règlement Parasismique Algérien (R.P.O.A), en utilisant un spectre de réponse. Il est important de noter que notre ouvrage se situe dans la zone sismique II a.

#### ➤ Les étapes à suivre pour introduit le séisme sur logiciel robot

- **Etape 1 :** Ouvrir la fenêtre analyse ----- Type d'analyse ----- Nouveau ----- Cocher modale ----- OK.
- **Etape 2 :** Choisir le nombre de mode-----Cocher vérification de structure ----- paramètre simplifier-----Choisie l'amortissement selon RPOA sa dépend de votre structure -----OK.
- **Etape 3 :** Nouveau -----Sismique ----- OK-----Sélectionner la zone (l'usage et le site de la structure) -----Définir l'excentrement -----Valeurs relative ----- Cocher direction x et direction -----OK-----Ferme.

On a pu illustrer ses étapes avec des images correspondantes :





Figures X.14. Les étapes de l'étude sismique.

## X.7. Etude du chevêtre

Le chevêtre est un composant en béton armé qui supporte le tablier et transmet les charges de la superstructure aux fûts. Il supporte son propre poids, celui du tablier, ainsi que les surcharges d'exploitation, et est soumis à une flexion simple. Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois fûts.

### X.7.1. Evaluation des efforts du chevêtre

- **Calcul du volume**

Le volume du chevêtre est donné par :  $V = L \times l \times H = 10.43 \times 1.80 \times 1.20 = 22.53 \text{ m}^3$ .

- **Calcul du poids propre**

Le poids propre du chevêtre est donné par :  $P_p = \gamma_b \times V = 2.50 \times 22.53 = 56.325 \text{ T}$ .

- **Efforts dû au poids propre du tablier**

$$\text{On a : } P_g = \frac{P_g}{n} = \frac{700.73}{7} = 100.10 \text{ T}$$

Avec :  $P_g$  : Poids total du tablier.

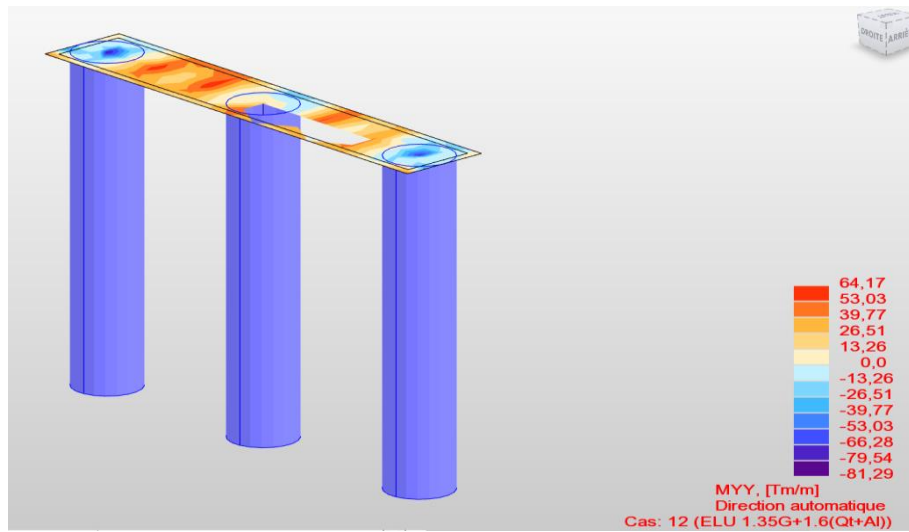
$n$  : nombre de poutres.

**X.7.2. Ferrailage du chevron**

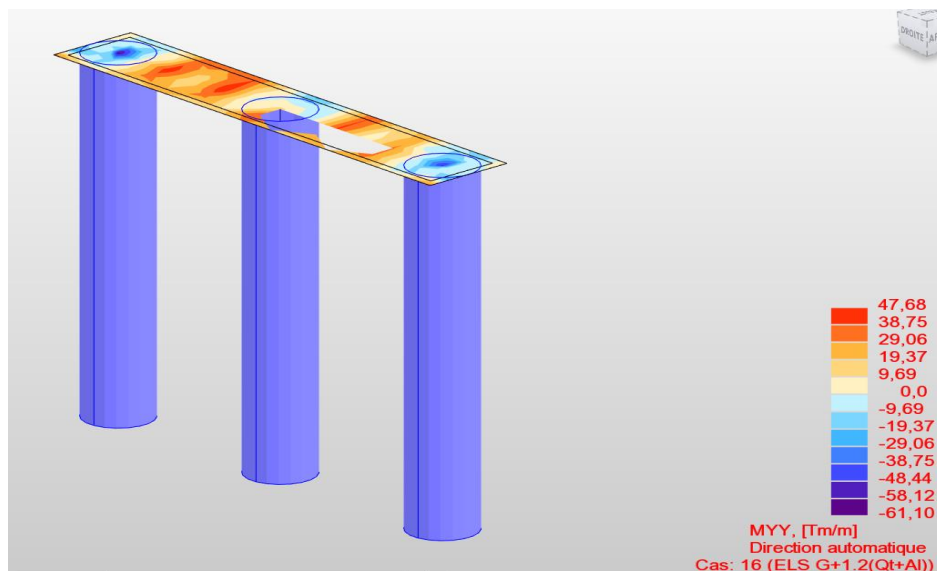
Après la modélisation du chevron ce dernier sera calculé comme une poutre continue appui sur les trois fûts.

- **Résultats obtenus par Robot**

A partir du logiciel robot après avoir modéliser le chevron et lancer le calcul on obtient les moments et les efforts tranchants à l'E.L.U, ainsi qu'à l'E.L.S suivant la combinaison la plus défavorable.



**Figure X.15.** Moment maximal à l'E.L.U pour la combinaison la plus défavorable.



**Figure X.16.** Moment maximal à l'E.L.S pour la combinaison la plus défavorable.

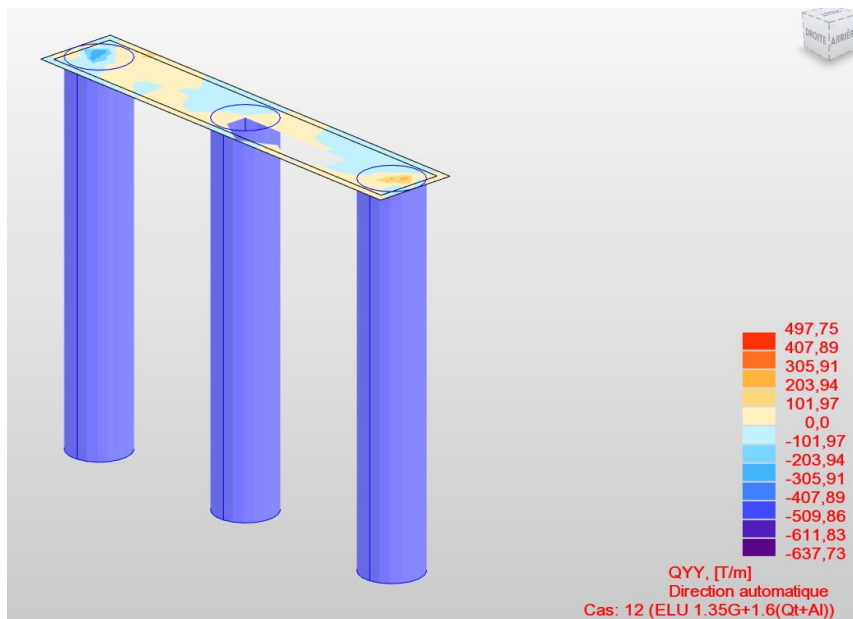


Figure X.17. Effort tranchant à l'E.L.U pour la combinaison la plus défavorable.

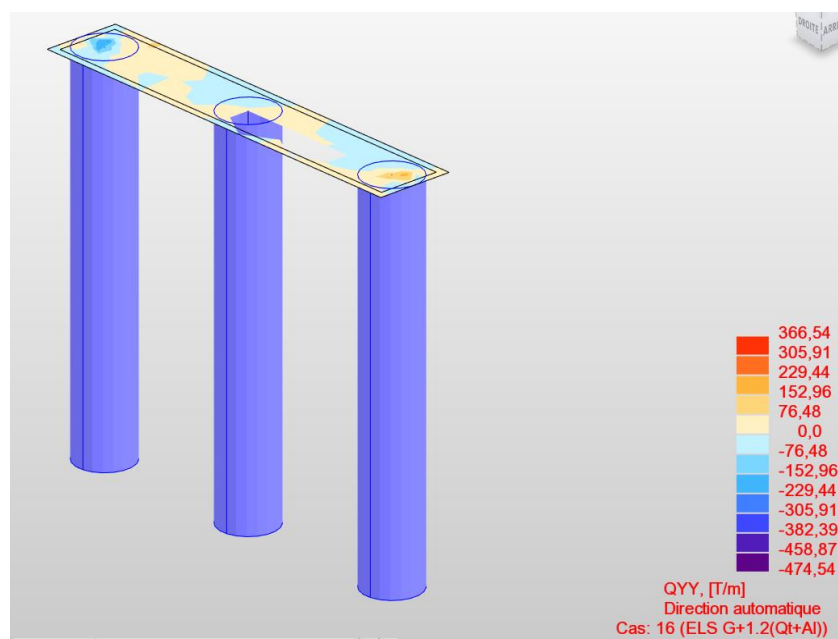


Figure X.18. Effort tranchant à l'E.L.S pour la combinaison la plus défavorable.

Le tableau suivant récapitule les moments et efforts tranchants sollicitant le chevêtre :

Tableau X.1. Récapitulatif des résultats obtenus du chevêtre.

	ELU		ELS	
	Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
Moment (T.m/ml)	64.17	81.29	47.68	61.10
Effort (T/ml)	637.73		474.54	

➤ **Ferrailage longitudinale**

• **E.L.U**

✓ **En travée**

Le ferrailage du chevêtre se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire, les caractéristiques de la section du béton sont :

$$f_{c28} = 30\text{MPa.} \quad ; \quad f_{tj} = 2.4\text{MPa.} \quad ; \quad f_e = 400\text{MPa.} \quad / \quad \gamma_b = 1.5. \quad ; \quad \gamma_s = 1.15.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 120 = 108\text{cm.} \quad ; \quad b = 100\text{cm.} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{Mpa.} \quad ; \quad h = 1.20\text{m.}$$

$$M_u = 81.29 \text{ t/m.}$$

$$N_u = 637.73 \text{ t.}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPA.}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \times d \times f_{su}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{81.29 \times 10^{-2}}{1 \times 1.08^2 \times 17} = 0.041$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$Z = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.052) = 0.979$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{81.29 \times 10^2}{0.979 \times 1.08 \times 348} = 22.10 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité se fait par :

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.4}{400} = 14.90 \text{ cm}^2 \leq A_{su} = 22.10 \text{ cm}^2 \text{ ---(Condition vérifiée).}$$

- ✓ **Aux appuis**

Le ferrailage du chevron se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire, les caractéristiques de la section du béton sont :

$$f_{c28} = 30\text{MPa.} ; \quad f_{tj} = 2.4\text{MPa.} ; \quad f_e = 400\text{MPa.} \quad / \quad \gamma_b = 1.5. ; \quad \gamma_s = 1.15.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 120 = 108\text{cm.} ; \quad b = 100\text{cm.} ; \quad \sigma_s = 348\text{Mpa.} ; \quad h = 1.20\text{m.}$$

Avec :

$$M_u = 64.17 \text{ t. m.}$$

$$N_u = 637.73 \text{ t.}$$

D'où :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17\text{MPa.}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \times d \times f_{su}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{64.17 \times 10^{-2}}{1 \times 1.08^2 \times 17} = 0.032$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.041$$

$$Z = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.041) = 0.984$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{64.17 \times 10^2}{0.984 \times 1.08 \times 348} = 17.35 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par :

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.4}{400} = 14.90 \text{ cm}^2 \leq A_{su} = 17.35 \text{ cm}^2 \text{ ---(Condition vérifiée).}$$

- **E.L.S**

- ✓ **En travée**

Le ferrailage du chevêtre se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire, les caractéristiques de la section du béton sont :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPA.} ; \quad f_{tj} = 2.4 \text{ MPA.} ; \quad f_e = 400 \text{ MPA.} ; \quad \gamma_b = 1.5. ; \quad \gamma_s = 1.15.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 120 = 108 \text{ cm.} ; \quad b = 100 \text{ cm.} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} ; \quad h = 1.20 \text{ m.}$$

$$M_u = 61.10 \text{ t/m.}$$

$$N_u = 474.54 \text{ t.}$$

D'ou :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPA.}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \times d \times f_{su}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{61.10 \times 10^{-2}}{1 \times 1.08^2 \times 17} = 0.031$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$Z = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.039) = 0.984$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{61.10 \times 10^2}{0.984 \times 1.08 \times 348} = 16.52 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par :

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.4}{400} = 14.90 \text{ cm}^2 \leq A_{su} = 16.52 \text{ cm}^2 \text{ ---(Condition vérifiée).}$$

✓ **Aux appuis**

Le ferrailage du chevêtre se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire, les caractéristiques de la section du béton sont :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPA.} ; \quad f_{tj} = 2.4 \text{ MPA.} ; \quad f_e = 400 \text{ MPA.} ; \quad \gamma_b = 1.5. ; \quad \gamma_s = 1.15.$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 120 = 108 \text{ cm.} ; \quad b = 100 \text{ cm.} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} ; \quad h = 1.20 \text{ m.}$$

$$M_u = 47.68 \text{ t/m.}$$

$$N_u = 474.54 \text{ t.}$$

D'ou :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ cas générale}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPA.}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \times d \times f_{su}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{47.68 \times 10^{-2}}{1 \times 1.08^2 \times 17} = 0.024$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030$$

$$Z = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.030) = 0.988$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

Donc :

$$A_{su} = \frac{47.68 \times 10^2}{0.988 \times 1.08 \times 348} = 12.84 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par :

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.4}{400} = 14.90 \text{ cm}^2 \leq A_{su} = 12.84 \text{ cm}^2 \text{ ---(Condition non vérifiée).}$$

- **Conclusion**

La valeur la plus défavorable est à l'E.L. U, c'est ainsi qu'on prend :

En travée : On a ( $A_s = 21.10 \text{ cm}^2$ ), soit **8HA20** d'une section de ( $25.13 \text{ cm}^2$ ), Avec ( $St = 12 \text{ cm}$ ).

Aux appuis : On a ( $A_s = 17.35 \text{ cm}^2$ ), soit **8HA20** d'une section de ( $25.13 \text{ cm}^2$ ), Avec ( $St = 12 \text{ cm}$ ).

➤ **Ferraillage horizontal**

Le ferraillage horizontal du chevrete est donné par la formule :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.28 \text{ cm}^2$$

On prend le **4HA16** d'une section de ( $8.04 \text{ cm}^2$ ).

➤ **Ferrailage transversal (les cadres)**

Le ferrailage transversal du chevrete est donne comme suit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{637.73}{1 \times 1.08} = 590.49 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le beton.

$V_u$  : Effort tranchant maximum a l'appui a l'ELU.

Dans le cas ou la fissuration est prejudiciable et  $f_{cj} < 40\text{Mpa}$ .

On aura :

$$\tau_{adm} = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = 3\text{Mpa}$$

$\gamma_b = 1.5$  (Situation durable).

$\tau_u = 5.9 < \tau_{adm} = 3\text{Mpa}$  (Condition non verifiee).

• **Remarque**

Les armatures droites sont insuffisantes, on disposera donc de cadres droits espaces de  $St$  inferieur a 20 cm d'apres les documents (SETRA P.P 73 1.3.2), donc on opte pour  $St = 15\text{cm}$ .

On a aussi :

$$\frac{At_1}{st} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec :  $k = 1$  par reprise de betonage

$$At_1 \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0 \times St$$

$$At_1 \geq 27.12 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal d'armatures**

$$\%_{\min} = \frac{At \times f_e}{St \times b_0} \geq 0.4$$

$$At_{\min} \geq 0.4 \times 100 \times \frac{15}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$At_1 = 27.12 \text{ cm}^2 \geq At_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{\text{long}} ; \frac{b}{10} \right) \text{ Avec : } \phi t \leq \min \left( \frac{1200}{35} ; 32 ; \frac{1000}{10} \right) \text{ Donc : } \phi t \leq 32 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des **HA12** tous les 20 cm.

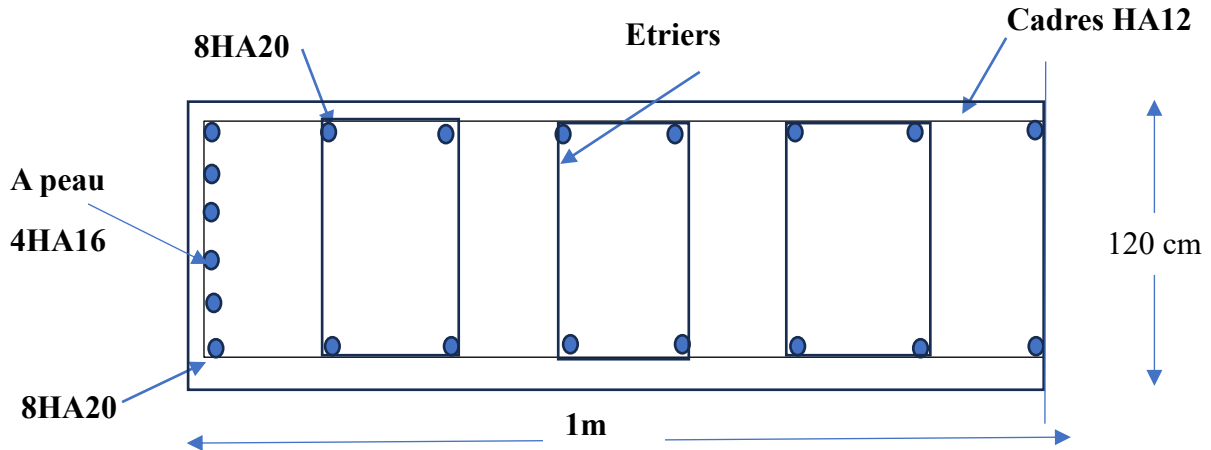


Figure X.19. Schéma du ferrailage transversal du chevêtre.

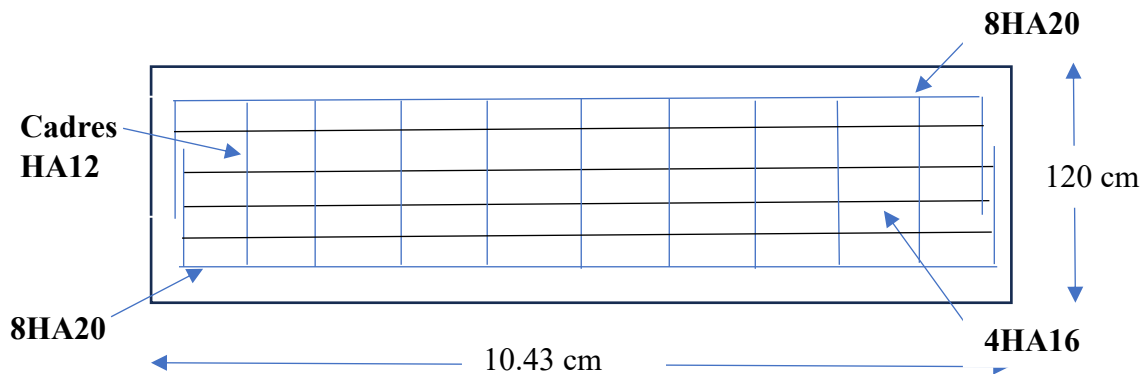


Figure X.20. Schéma du ferrailage longitudinal du chevêtre.

## X.8. Etude du fut

Le fut est considéré comme intégré dans le voile de raidissement. Les contraintes qui agissent sur le fût comprennent les forces horizontales (séisme, courant d'eau, et forces de freinage) ainsi que les forces verticales (poids propre et surcharges).

### X.8.1. Evaluation des efforts du fut

- **Poids propre du tablier**

$$N_t = \frac{700.73}{3} = 233.58 \text{ T}$$

- **Poids de chevêtre**

$$N_c = \frac{56.325}{3} = 18.775 \text{ T}$$

- **Poids propre du fût**

$$P_f = 2.5 \times \left( \frac{\pi \times 1.40^2}{4} \times 10 \right) = 38.465 \text{ T}$$

Avec :

Le diamètre du fut : 1.40m

La hauteur du fut : 10m

La densité du béton : 2.5m

- **Résultats obtenus du logiciel Robot**

Les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable sont tirées du logiciel Robot, comme suit :

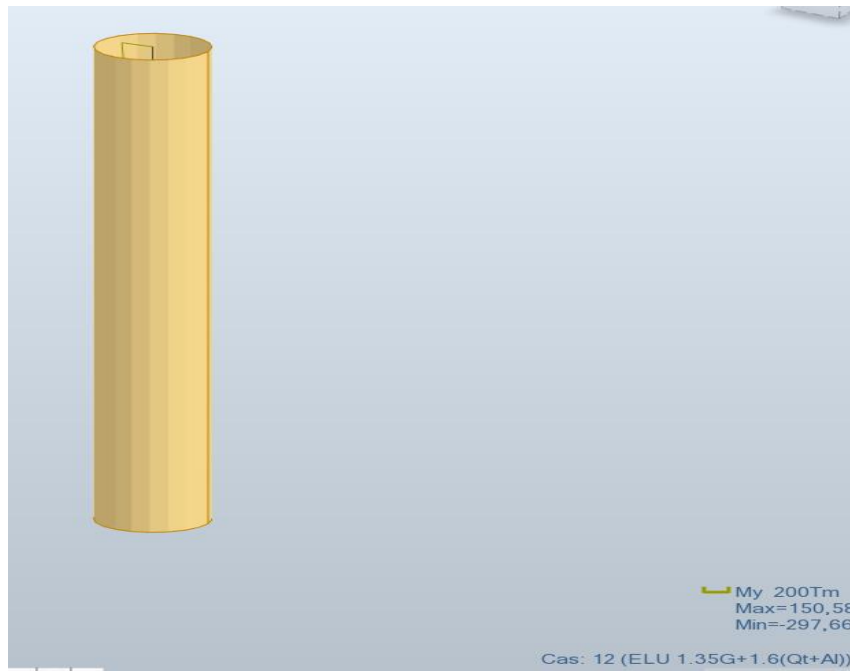


Figure X.21. Moment maximal du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.U.

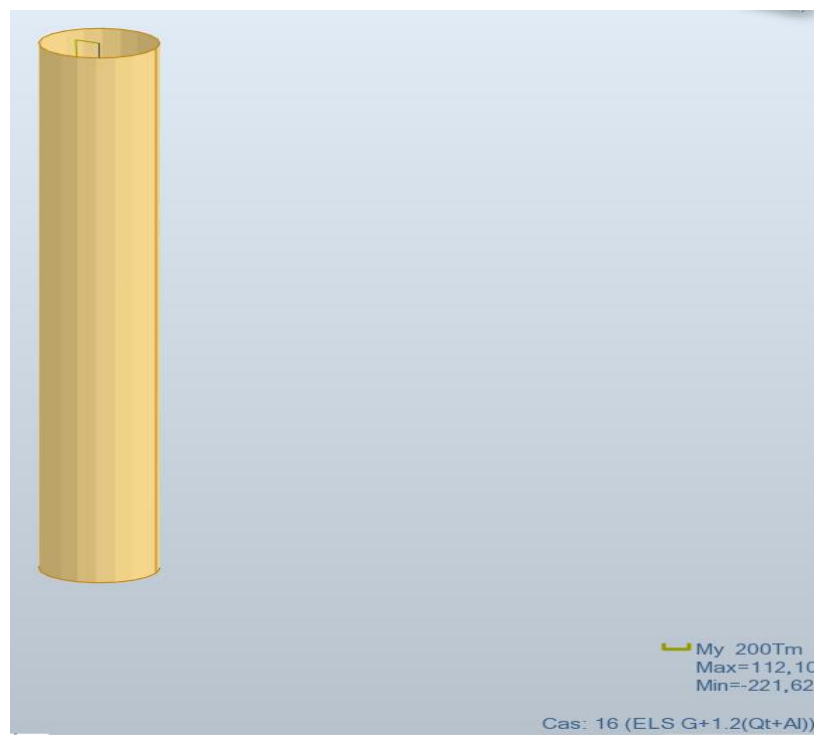


Figure X.22. Moment maximal du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.S.

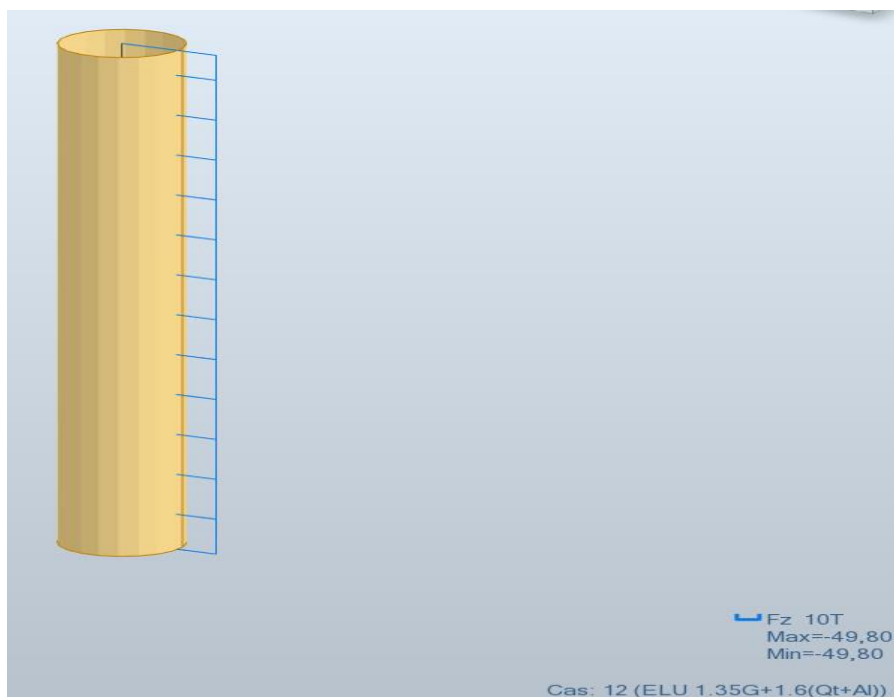


Figure X.23. Effort tranchant du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.U.

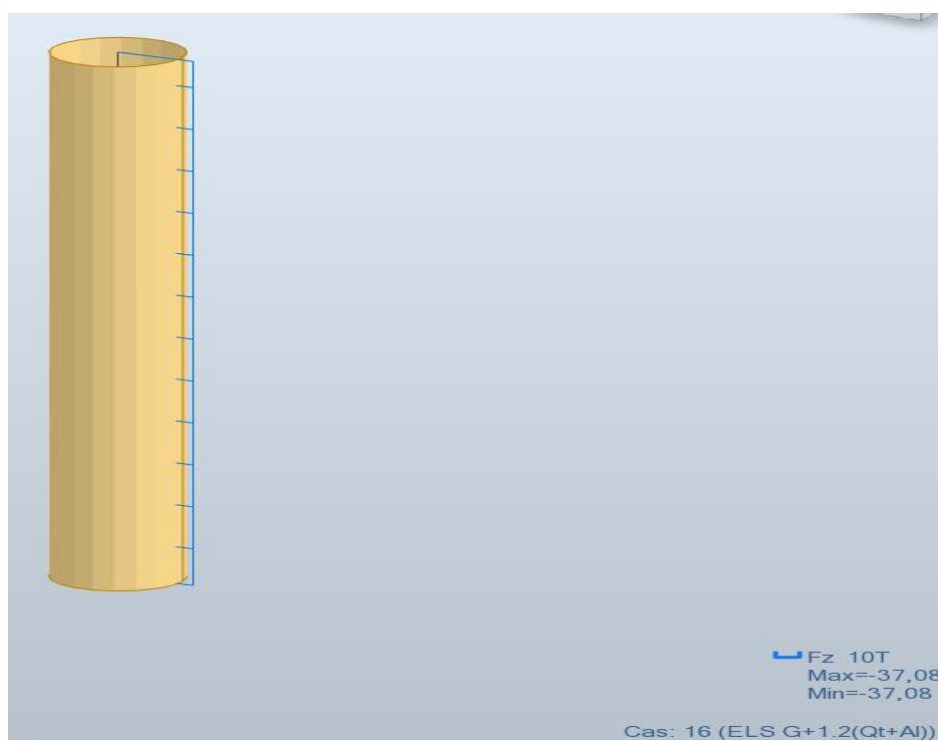
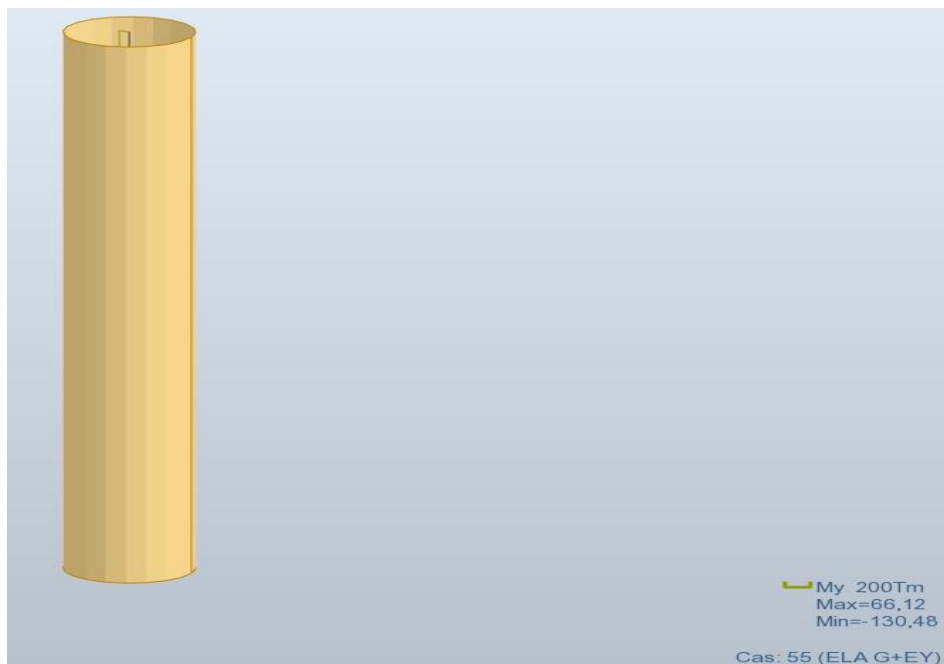
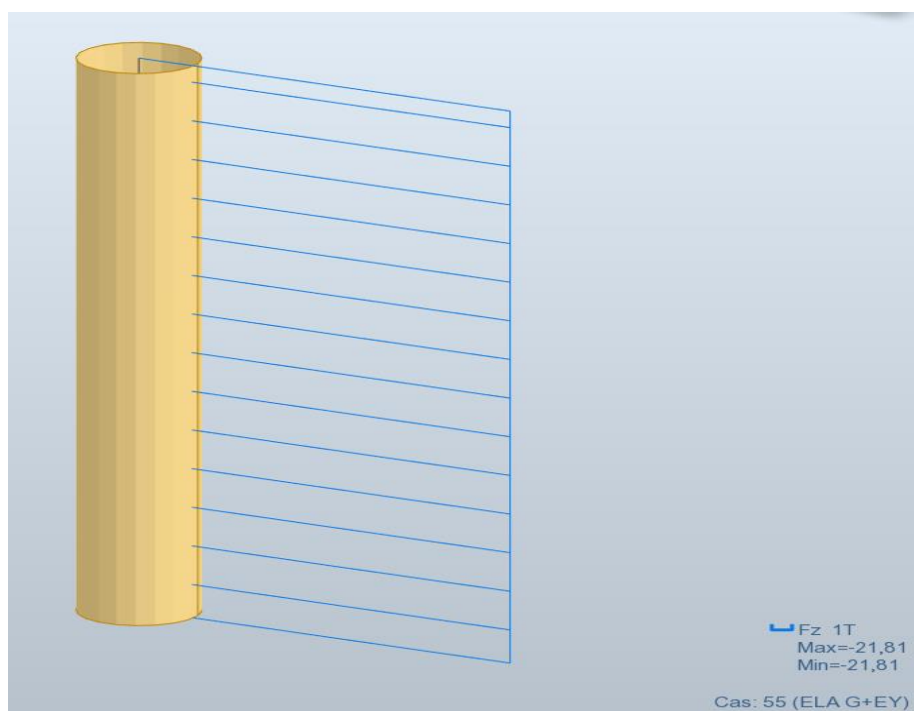


Figure X.24. Effort tranchant du fut dans le cas le plus défavorable à l'E.L.S.



**Figure X.25.** Moment maximal du fut à l'E.L.A.



**Figure X.26.** Effort tranchant du fut à l'E.L.A.

Ainsi qu'on a pu résumer ses résultats sous forme de tableau récapitulatif comme indique ci-dessous :

Tableau X.2. Récapitulatif des résultats concernant le fut.

Combinaison	ELU	ELS	ELA
<b>Moment (t.m)</b>	150.58	112.10	66.12
<b>Effort (t)</b>	49.80	37.08	21.81

- **Remarque**

On constate que le moment le moins défavorable est celui de l'E.L. A, comparant à l'E.L. U et l'E.L.S.

- **Vérification de la stabilité du fut au flambement**

On doit vérifier que  $\lambda < \lambda'$  :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 10 = 7 \text{ m}$$

$$i = \frac{\emptyset}{4} = \frac{1.4}{4} = 0.35$$

Avec :

$l_f$  : Longueur du flambement.

Donc :

$$\lambda = \frac{7}{0.35} = 20$$

On a :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{150.58}{112.10} = 1.34 \text{ m}$$

$$\lambda' = \max \left[ 50 ; \frac{67 \times e_0}{D} \cdot 100 \right] = 50$$

$\lambda < \lambda'$  (Condition vérifiée).

- **Remarque**

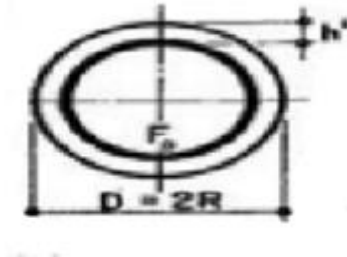
On constate qu'il n'y a aucun risque de flambement.

Dans ce cas le ferrailage se fera à la flexion composée selon le B.A.E.L.

### X.8.2. Ferrailage du fut

#### X.8.2.1. Armatures longitudinales du fut

Le calcul des armatures pour une section circulaire soumise à une flexion composée se fait en se basant sur les abaques de René WALTHER pour le ferrailage d'une section circulaire en flexion composée, on commence par calculer le couple (m, n). Ensuite, on obtient la valeur de w.



FigureX.27. Les paramètres de Walther.

$$\text{On a : } n = \frac{N}{\pi \times R^2 \times \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \times R^2 \times \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{0.4980}{3.14 \times 0.75^2 \times 40} = 0.007$$

$$m = \frac{1.5058}{3.14 \times 0.75^2 \times 40} = 0.021$$

$$h' = 0.05$$

$$d = 2R = 1.5$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $w = 0.08$

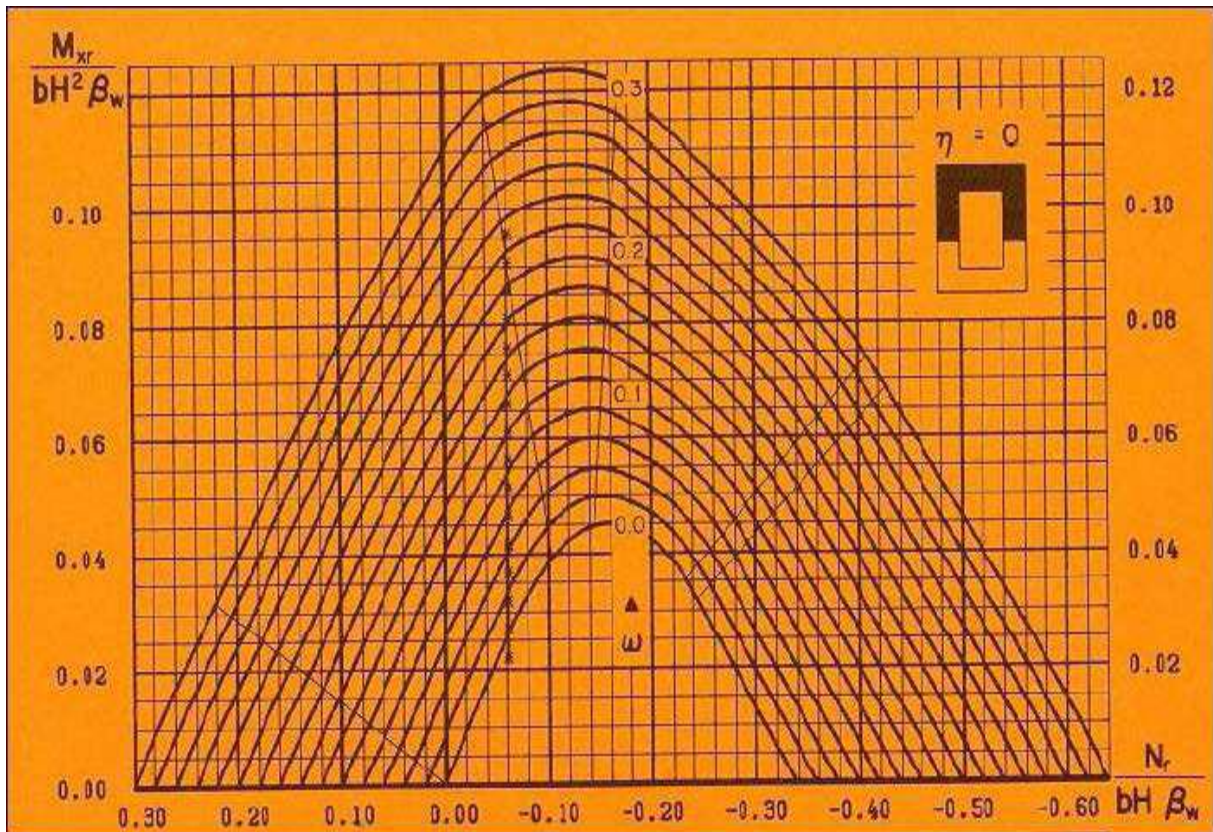


Figure X.28. Abaque de Walther.

On a :

$$w = \frac{A_s}{\pi \times R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \times f_{c28} \times w}{f_e} = \frac{3.14 \times 0.75^2 \times 40 \times 0.08}{400} = 141.30 \text{ cm}^2$$

Donc : On opte pour le **18HA32** d'une section de **(144.80 cm<sup>2</sup>)**.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 59.72 \text{ cm}^2 < 144.80 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

### X.8.2.2. Armatures transversales

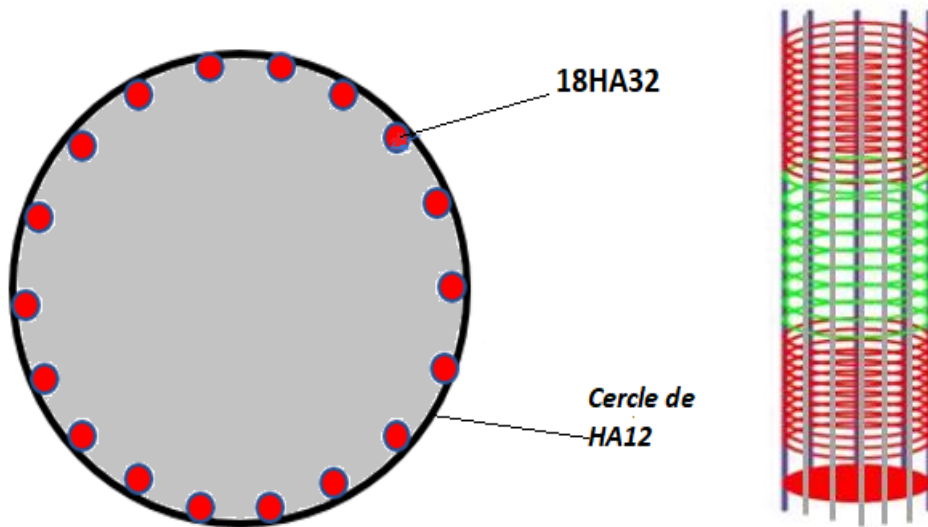
Les armatures transversales sont données par la formule suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_l = 12 \text{ mm}$

On opte pour des cercles de HA12.



FigureX.29. Schéma du ferrailage du fut.

### X.9. Conclusion

Dans ce chapitre, en premier lieu nous avons donné les dimensions des éléments de la pile, avant d'entamer la modélisation de ces derniers via le logiciel Autodesk Robot. On a introduit l'étude sismique avec toutes ses étapes. Ensuite nous avons étudié le chevêtre, où nous avons tirés les moments et les efforts à l'E.L.U et à l'E.L. S depuis le logiciel avant d'entamer son étape du ferrailage, qui s'est faite en travée et aux appuis avec les deux combinaisons citées. En fin nous avons étudié le fut en donnant aussi ses moments et efforts à l'E.L.U, l'E.L.S et l'E.L.A, pour son ferrailage en utilisant l'abaque de Walther.

## Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons effectué l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier, cet ouvrage d'art s'inscrit dans le cadre de la réalisation du dédoublement de la **RN127 reliant la RN14 au PK 76+000 (Commune Laayoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord Sud (Echangeur Ksar Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72.7 km**, Sa longueur est de **144.2 m**, implanté dans la section de la wilaya de **Tissemsilt au PK 68+400**.

Le travail, que nous avons élaboré constitue une étape importante dans notre parcours de formation. Il nous a offert l'opportunité de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un ouvrage d'art (viaduc), on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A), sa modélisation a été effectuée par le logiciel Robot Autodesk 2017, le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal). D'autres part nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevron et des futs, et une culée remblayée constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, d'un mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui. Les éléments de la culée et de la pile sont calculés pour résister à toutes les charges la sollicitant, et leur ferrillage est effectué sous les moments les plus défavorable.

Enfin, nous espérons que cette étude a atteint les objectifs fixés au départ et qu'elle sera utile aux utilisateurs.

## **Bibliographies**

### ➤ **Règlements**

- BAEL 91 mod 99.
- BPEL 91 rév 9.
- RPOA 2008.
- Document SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension).
- Fascicule 61 titre II.

### ➤ **Livre**

- **J.A Calgaro et M Virlogeux, Paris 1991** « Livre projet et construction des ponts ».
- **Henry Thonier ; 1986** « Le béton précontraint aux états-limites ».

### ➤ **Thèse d'étude**

- **Kara S, Laieb F, 2020** PFE, « Etude d'un viaduc de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen a l'autoroute Est-Ouest (v104.9) », Université de Jijel.
- **Laribi A, Kessouar T, 2023** PFE, « Etude d'un pont a poutre multiple en béton précontraint par post-tension reliant Freha-Aghribs-Azeffoun », UMMTO.
- **Kais F, Bentouati M, 2023** PFE, « Etude d'un pont a poutres multiples en béton précontraint par post-tension », UMMTO.

### ➤ **Cours**

- Cours béton précontrainte, Master I.
- Cours de pont, Master I.
- Cours de béton, Licence III et Master I.
- T.P (Autodesk Robot Structural Analysis Professional).

### ➤ **Logiciels**

- Microsoft Word 2016.
- Autocad 2017.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 (Robot).

## Annexe

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