

République Algérienne Démocratique Et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de génie de la construction  
Département de Travaux Publics



# Mémoire De Fin D'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrage d'Art

Thème

**Etude d'un pont à poutre multiple en béton précontraint par post tension reliant BOUGHAIKEN-TIARET sur 63,5 KM**

**Réalisé par :**

M. AOUAM Rafik Yacine

M. FODIL Zakaria

**Examiné par le jury :**

M. SAHOUI Hamza

MAA à l'UMMTO

Président

Mme MILOUDI Nassima

MCB à l'UMMTO

Rapporteur

Mme BELHOCINE Malika

MCB à l'UMMTO

Examinatrice

Année universitaire 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciements

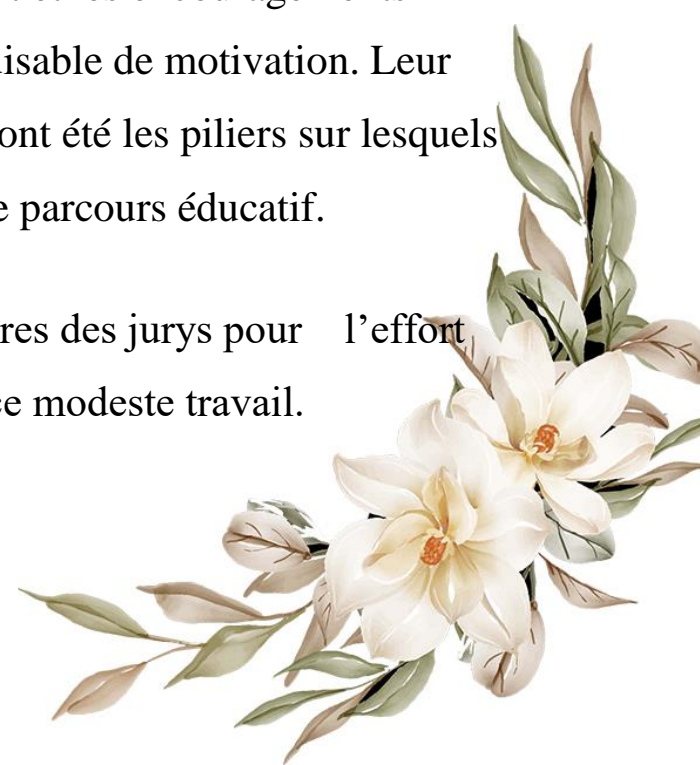
Nous remercions, avant tout, DIEU, notre créateur de nous avoir donné la force, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

Nous remercions notre encadreur Mme MILOUDI Nassima qui nous a aidé à réaliser ce travail.

Nous souhaitons remercier chaleureusement l'ensemble de nos professeurs pour leur expertise, leur soutien et leurs précieux enseignements tout au long de notre parcours académique. Leurs connaissances approfondies et leur passion pour leur domaine nous a inspiré et ont été essentielles à notre développement personnel et professionnel.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance envers nos parents, dont le soutien constant et les encouragements indéfectibles ont été une source inépuisable de motivation. Leur amour inconditionnel et leurs sacrifices ont été les piliers sur lesquels nous avons pu construire notre parcours éducatif.

Nous remercions, ainsi, les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail.





## *Dédicaces*

*À ma mère, celle qui m'a donné la vie et s'est sacrifiée pour mon éducation et ma réussite, Je te dédie ce travail en signe de mon amour profond, Tu es ma lumière, ma très chère mère, FARIDA.*

*À mon guide dans la vie, celui qui a illuminé mon chemin et s'est dévoué pour m'aider à atteindre ce point, à toi, cher père RAHIM, je dédie ce travail.*

*À mes chères sœurs Melissa et Yasmina,*

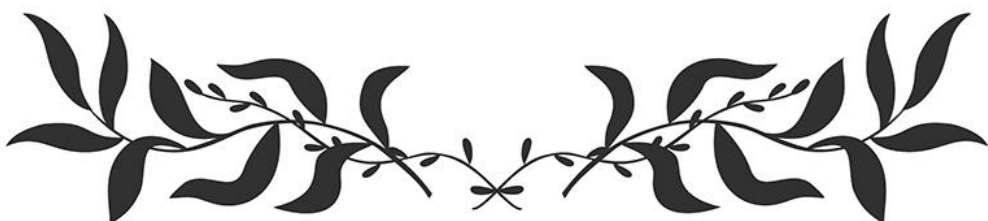
*Votre soutien inébranlable et votre amour ont été mes sources d'inspiration tout au long de ce parcours. Ce mémoire est aussi le vôtre, en reconnaissance de votre encouragement constant et de votre soutien indéfectible.*

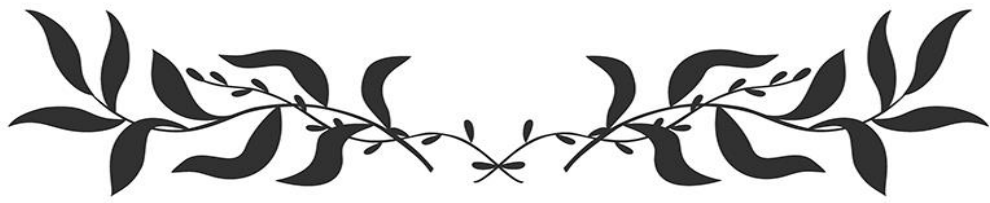
*À mon ami et binôme ZAKARIJA, et sa famille.*

*À mes chers amis : JUBA, AMAR, RAYANE,*

*À travers les rires partagés, les défis surmontés ensemble, et les moments précieux qui ont marqué notre amitié, ce travail est aussi le vôtre. Merci pour votre soutien sans faille et votre présence inspirante.*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*





## *Dédicaces*

*À ma mère, je te dédie ce mémoire de fin d'études avec toute ma gratitude et mon amour. Ton soutien inconditionnel, ta patience et tes encouragements m'ont permis de surmonter chaque obstacle et d'atteindre mes objectifs. Merci pour tes sacrifices et ta confiance en moi. Ce succès est autant le tien que le mien, ma très chère mère **Ouardia***

*À mon guide dans la vie, celui qui a illuminé mon chemin et s'est dévoué pour m'aider à atteindre ce point, à toi, cher père **Kamel**, je dédie ce travail.*

*À mes chères frère et sœurs **Rahma Samah**, **Abdelmadjid** et **Ahmed***

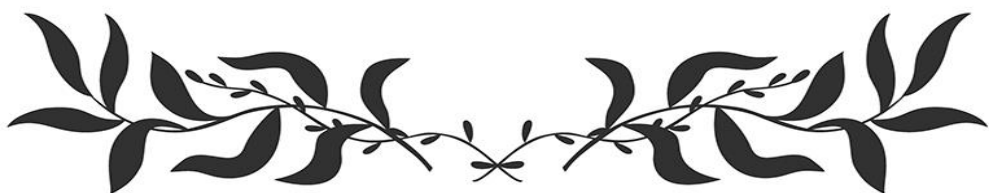
*Votre soutien inébranlable et votre amour ont été mes sources d'inspiration tout au long de ce parcours. Ce mémoire est aussi le vôtre, en reconnaissance de votre encouragement constant et de votre soutien indéfectible.*

*À mon ami binôme **Yacine**, et sa famille.*

*À mes chers amis : **Yacine**, **Anis**, **Walid**, **Belaid**, **Sofiane**, **Hocine**.*

*À travers les rires partagés, les défis surmontés ensemble, et les moments précieux qui ont marqué notre amitié, ce travail est aussi le vôtre. Merci pour votre soutien sans faille et votre présence inspirante.*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment*



## **Résumé**

Ce mémoire porte sur l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension, situé dans la commune de Had Echkala, Boughaiden, dans la wilaya de Relizane en Algérie, à 71 km du chef-lieu de la wilaya de Relizane. Ce pont a une longueur totale de 51,4 mètres.

L'objectif de ce mémoire de fin d'études est d'analyser en détail cet ouvrage d'art. Une étude approfondie a été réalisée pour évaluer le comportement des différents éléments constituant ce pont face à diverses sollicitations : actions permanentes, surcharges de circulation et d'équipement, ainsi que les actions accidentelles

La modélisation et l'analyse numérique ont été effectuées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023. Les résultats obtenus ont ensuite été intégrés dans des modèles permettant de décrire de manière précise le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions, ainsi que les divers éléments de la structure.

Mots clés : Pont à poutres, béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et surcharges, superstructure, infrastructure, modélisation, ferrailage.

## **Abstarct**

This thesis focuses on the study of a post-tensioned, prestressed concrete beam bridge located in the commune of Had Eчекala, Boughaiden, in the Relizane province of Algeria, 71 km from the provincial capital of Relizane. The bridge has a total length of 51.4 meters.

The objective of this final year thesis is to conduct a detailed analysis of this civil engineering structure. An in-depth study was carried out to evaluate the behavior of the various elements comprising this bridge under multiple loads: permanent actions, traffic and equipment overloads, as well as accidental actions.

Numerical modeling and analysis were performed using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023. The results obtained were then integrated into models capable of accurately describing the structure's behavior under different conditions and the various components of the structure.

**Keywords:** Beam bridge, prestressed concrete, post-tensioning, design, loads and overloads, superstructure, infrastructure, modeling, reinforcement.

## ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة جسر ذو عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد باستخدام الشد اللاحق، يقع في بلدية حد الشكالة، بوغیدن، في ولاية غليزان بالجزائر، على بعد 71 كيلومترًا من عاصمة الولاية غليزان. يبلغ الطول الإجمالي لهذا الجسر 51.4 مترًا.

تهدف هذه المذكرة إلى تحليل هذا المنشأ الفني بالتفصيل. تم إجراء دراسة متعمقة لتقييم سلوك العناصر المختلفة التي يتكون منها هذا الجسر تحت تأثير الأحمال المتعددة: الأحمال الدائمة، الأحمال الزائدة الناتجة عن حركة المرور والمعدات، وكذلك الأحمال الطارئة.

تم إجراء النمذجة والتحليل الرقمي باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023. تم بعد ذلك دمج النتائج في نماذج قادرة على وصف سلوك المنشأ بدقة تحت ظروف مختلفة، وكذلك العناصر المختلفة للهيكل.

الكلمات المفتاحية: جسر ذو عوارض، خرسانة مسبقة الإجهاد، شد لاحق، التصميم، الأحمال والأحمال الزائدة، الهيكل العلوي، البنية التحتية، النمذجة، التسليح.

## Table des matières

### Introduction général

#### Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition .....	3
I.3 Présentation et description de l'ouvrage .....	3
I.4 Structure du pont.....	4
I.5 Reconnaissances du site.....	5
I.5.1 Données fonctionnelles .....	5
I.5.2 Données naturelles (géotechnique).....	6
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	8
I.6.1 Introduction.....	8
I.6.2. Béton .....	8
I.6.3. Aciers.....	10

#### Chapitre II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

II.1. Pré-dimensionnement de la poutre.....	13
II.1.7 Epaisseur d'hourdis .....	16
II.2 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	16
II.3. Caractéristiques géométriques de la section nette .....	20

#### Chapitre III : Calculs des charges et surcharges

III.2 Calcul des charges .....	21
III.2.1 Les charges permanentes .....	21
III.3 Calcul des surcharges (Charges d'exploitation).....	22
III.3.1 Système de charges A (RCPR 4.4) .....	23
III.3.2 Système de charges B (Surcharge BC) (RCPR 4.10.1.2) .....	23
III.3.3 Surcharge militaire Mc120 (RCPR 4.10.1.2) .....	25
III.3.4 Charge exceptionnelle D240 (RCPR 4.11.1.2) .....	26

## **Chapitre IV Modélisation du tablier**

<b>IV.1 Introduction.....</b>	<b>27</b>
<b>IV.2 Présentations du logiciel.....</b>	<b>27</b>
<b>IV.3 Quelques étapes à suivre pour la modélisation.....</b>	<b>27</b>
<b>IV.4 Définition des charges permanentes et les charge d'exploitations.....</b>	<b>33</b>

## **Chapitre V : ETUDE DE PLATELAGE**

<b>V.1 Introduction .....</b>	<b>38</b>
<b>V.2 Résultats cartographiques .....</b>	<b>38</b>
<b>V.2.1 Ferrailage transversal .....</b>	<b>38</b>

## **Chapitre VI : Etude de la précontrainte**

<b>VI.1 Définition .....</b>	<b>49</b>
<b>VI.2 Etude de la précontrainte.....</b>	<b>50</b>
<b>VI.2.1 Précontrainte minimale.....</b>	<b>50</b>
<b>VI.2.2 Calcul du nombre de câble.....</b>	<b>52</b>
<b>VI.2.3 Vérification des sections .....</b>	<b>53</b>
<b>VI.3 Tracé des câbles .....</b>	<b>55</b>
<b>VI.3.1 Positionnement .....</b>	<b>55</b>
<b>VI.3.2 Principe .....</b>	<b>55</b>
<b>VI.3.3 Application au projet.....</b>	<b>57</b>
<b>VI.3.5 Câble moyen fictif .....</b>	<b>61</b>
<b>VI.4.Caractéristiques géométriques des sections nettes .....</b>	<b>63</b>
<b>VI.5 Calcul des pertes tensions .....</b>	<b>66</b>
<b>VI.5.1 Pertes instantanées.....</b>	<b>67</b>

## **Chapitre VII : Etude de la culée**

<b>VII.1 Introduction .....</b>	<b>86</b>
<b>VII.2 Pré dimensionnement de la culée.....</b>	<b>88</b>
<b>VII.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée .....</b>	<b>90</b>
<b>VII.4 Détermination des différents cas de charge .....</b>	<b>92</b>
<b>VII.5 Vérification de la stabilité de la culée.....</b>	<b>93</b>
<b>VII.6 Etude des éléments de la culée .....</b>	<b>94</b>
<b>VII.6.1 Dalle de transition .....</b>	<b>94</b>
<b>VII.6.2 Mure garde-grève.....</b>	<b>96</b>
<b>VII.6.4 Corbeau .....</b>	<b>105</b>
<b>VII.6.5 Mur frontale.....</b>	<b>107</b>

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

<b>VIII.1 Introduction.....</b>	<b>112</b>
<b>VIII.2 Etude de la pile.....</b>	<b>113</b>
<b>VIII.2.1 : Dimensionnement de la pile et calcul des charges appliquées ...</b>	<b>113</b>
<b>VIII.3 Evaluation des charges et surcharges. ....</b>	<b>113</b>
<b>VIII.4 Modélisation de la pile.....</b>	<b>114</b>
<b>VIII.5 Etude du chevêtre .....</b>	<b>116</b>
<b>VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre.....</b>	<b>119</b>
<b>VIII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion.....</b>	<b>123</b>
<b>VIII.6 Etude des futs.....</b>	<b>124</b>
<b>VIII.7.1 Vérification au flambement .....</b>	<b>127</b>

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue longitudinal du pont .....	5
Figure I.1 : Vue longitudinale du pont .....	5
Figure I.2 : Vue en plan du pont .....	6
Figure I.3 : La vue de face du pont .....	6
Figure I.4 : Extrait de la carte géographique de la wilaya de Relizane .....	7
Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	7
Figure I.6 : Diagramme des contraintes des aciers de précontraint.....	11
Figure II.1 : Coupe transversal d'une poutre.....	13

### Chapitre II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Figure II.2 : Notation utilisé .....	16
Figure II 3 : Section intermédiaire sans hourdis .....	18
Figure II 4 : Section d'about .....	18

### Chapitre III : Calculs des charges et surcharges

Figure III. 1 : Poutre d'about et poutre intermédiaire .....	21
Figure III. 2 : Système Bc .....	24
Figure III.3 : Système Mc120 .....	25
Figure III. 4 : Système D240.....	26

### Chapitre IV Modélisation du tablier

Figure IV.1 : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professionnal 2017 .....	27
Figure IV.2 : Choix de la structure.....	28
Figure IV.3 : Réglage des unités .....	28
Figure IV.4 : Réglage des unités .....	29

<b>Figure IV.5 : Réglage des normes .....</b>	<b>29</b>
<b>Figure IV.6 : Réglage des normes .....</b>	<b>29</b>
<b>Figure IV.7 : Définition des lignes de constructions .....</b>	<b>30</b>
<b>Figure IV.8 : Importation des poutres .....</b>	<b>31</b>
<b>Figure IV.9 : Modélisation de la dalle .....</b>	<b>33</b>
<b>Figure IV.10 : Définir les charges permanente.....</b>	<b>33</b>
<b>Figure IV.11 : Définir les charges permanente.....</b>	<b>34</b>
<b>Figure IV. 12 : Introduire les charges roulantes .....</b>	<b>35</b>
<b>Figure IV. 13 : Système de charge BC.....</b>	<b>35</b>
<b>Figure IV. 14 : Système de charge D240 .....</b>	<b>36</b>
<b>Figure IV. 15 : Système de charge Mc120.....</b>	<b>36</b>
<b>Figure IV. 16 : Lancement du calcul .....</b>	<b>37</b>

### **Chapitre V : Etude de Platelage**

<b>FigureV.1. Diagramme du moment maximal MYY a l'E.L.U. ....</b>	<b>38</b>
<b>FigureV.2 : Diagramme du moment maximal MYY a l'E.L.S. ....</b>	<b>39</b>
<b>FigureV.3 : Diagramme du moment maximal MXX a l'E.L.U.....</b>	<b>44</b>
<b>FigureV.4 : Diagramme du moment maximal MXX a l'E.L.S. ....</b>	<b>45</b>
<b>Figure V.5 : Ferrailage dans le sens transversal .....</b>	<b>48</b>
<b>Figure V.6 : Ferrailage dans le sens longitudinal.....</b>	<b>48</b>

### **Chapitre VI : Etude de la précontrainte**

<b>Figure VI.1 : Opération de post-tension.....</b>	<b>49</b>
<b>Figure VI.1 : Tracé d'un câble .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure VI.2 : Tracé du câble émergeant .....</b>	<b>57</b>
<b>Figure VI.3 : Disposition des câbles de précontrainte .....</b>	<b>58</b>
<b>Figure VI.5 : Composantes de la force de la précontrainte.....</b>	<b>63</b>

## Chapitre VII : Etude de la culée

Figure VII.1 : Présentation des éléments de la culée .....	88
Figure VII.2 : Dimensionnement de la culée.....	88
Figure VII.2 : Choix de repère .....	92
Figure VII. 3 : ferrailage de la dalle de transition .....	96
Figure VII. 4 : Ferrailage du mur garde grève .....	100
Figure VII. 5 : Ferrailage du mur en retour.....	105
Figure VII.6 : Ferrailage du corbeau .....	107
Figure VII.7 : Ferrailage du mur frontal.....	112

## Chapitre VIIi : Etude de la pile

Figure VIII. 1 : Les Dimensions de la pile .....	112
Figure VIII. 2 : Les étapes du séisme .....	115
Figure VIII. 3 : Les étapes du séisme.....	116
Figure VIII. 5 : Quelques charges appliquées sur la pile .....	116
Figure VIII. 6 : Effort tranchant du chevêtre à l'ELU .....	117
Figure VIII. 7 : Moment fléchissant du chevêtre à l'ELU .....	117
Figure VIII. 8 : Effort Tranchants du chevêtre à l'ELS .....	117
Figure VIII. 9 : Moments fléchissant du chevêtre à l'ELS.....	118
Figure VIII. 10 : Moments fléchissant du chevêtre à l'ELA .....	118
Figure VIII. 11 : Effort Tranchants du chevêtre à l'ELA.....	118
Figure VIII. 12 : Ferrailage transversal du chevêtre.....	124
Figure VIII. 13 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELU .....	125
Figure VIII. 14 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELS .....	126
Figure VIII. 15 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELA .....	126
Figure VIII. 16 : Abaques de WALTHER.....	128
Figure VIII. 17 : Ferrailage des futs.....	129

## Liste des tableaux

### Chapitre II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Tableau II. 1 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis	18
Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.....	19
Tableau II. 3 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis	19
Tableau II. 4 : Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.....	20

### Chapitre III : Calculs des charges et surcharges

Tableau III. 1 : Classe des ponts .....	23
Tableau III. 2 : Coefficient d'agressivité transversale de la charge .....	23
Tableau III. 3 : Valeur du coefficient bc. ....	24

### Chapitre V : ETUDE DE PLATELAGE

Tableau V.1 : Récapitulatif de ferrailage.....	47
Tableau VI. 1 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION NETTE (MEDIANE).....	51
Tableau VI.2 : Paramètre de calcul de la 1 <sup>ère</sup> et la 2 <sup>ème</sup> famille de câbles .....	59
Tableau VI.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles .....	61
Tableau VI.4 : Câble moyen fictif.....	63
Tableau VI.5 : Composantes de la précontrainte à l'about (Poutre seule).....	64
Tableau VI.6 : Caractéristique de la section d'about sans hourdis.....	65
Tableau VI.7 : Caractéristique de la section d'about + hourdis.....	65
Tableau VI.8 : Caractéristique de la section d'about + hourdis.....	66
Tableau VI.9 : Caractéristique de la section d'about + hourdis.....	66
Tableau VI.10 : Perte par frottement.....	68
Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage .....	72
Tableau VI.12 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1 <sup>ère</sup> famille).....	75
Tableau VI.13 : Pertes par la 1 <sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2 <sup>ème</sup> famille....	76

<b>Tableau VI.14 : Pertes instantanées totales a différentes sections (MPA) .....</b>	<b>76</b>
<b>Tableau VI.15 : Tension initiales probables «<math>\Delta\sigma_{pi}</math> (MPA)» .....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau VI.16 : Valeur des pertes dues au retrait de béton.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau VI.17 : Pertes par relaxation dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VI.18 : : Pertes par relaxation dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille .....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VI.19 : : Pertes par fluage «<math>\Delta\sigma_{fl}</math>» dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau VI.20 : Pertes par fluage «<math>\Delta\sigma_{fl}</math>» dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.21 : Pertes différés totales «<math>\Delta\sigma_d</math>» dans les différentes sections .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.23 : Pertes différés totales «<math>\Delta\sigma_d</math>» dans les différentes sections .....</b>	<b>85</b>
<b>Tableau VII.1 : Dimensionnement de la culée .....</b>	<b>91</b>
<b>Tableau VII.2 : Coefficients d'accélération selon la zone.....</b>	<b>91</b>
<b>Tableau VII.3 : Coefficient de poussées .....</b>	<b>91</b>
<b>Tableau VII.4 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres .....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau VII.5 : Valeurs des efforts et des moments sur le mur frontal.....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VII.5 : Valeurs des efforts et des moments sur le mur frontal.....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau VIII.1 : Résultats les plus défavorable .....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau VIII.2 : Section des armatures .....</b>	<b>121</b>
<b>Tableau VIII.3 : Valeurs des moments et les efforts des futs .....</b>	<b>126</b>

## **Introduction générale**

L'étude et la conception de ponts constituent un domaine en perpétuelle évolution, exploitant des matériaux de pointe, des méthodes de construction précises et des formes innovantes pour surmonter les défis posés par des obstacles souvent imposants. L'ingénieur chargé de la conception d'un pont doit posséder une expertise technique approfondie pour identifier les solutions les plus économiques, optimiser l'utilisation des matériaux disponibles et intégrer des considérations esthétiques essentielles.

En plus de leur dimension architecturale, les ponts sont des infrastructures stratégiques, conçues pour satisfaire des normes rigoureuses de qualité, de sécurité et de fiabilité exigées par le public. Ces exigences vont bien au-delà des simples règles de conception, poussant les ingénieurs à analyser minutieusement le comportement dynamique des structures face à diverses charges telles que le trafic, le vent et les séismes, afin d'assurer une sécurité optimale et une durabilité accrue.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le pont à poutre implanté dans la région de Boughaiden avec une longueur de 51,40 m. Ce pont fait partie du projet de L'ENGOA (qui Boughaiden commune (Relizane) à la willaya de Tiaret).

Nous allons détailler les principales phases de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale. Une fois les variantes définies et analysées, nous procéderons au dimensionnement approfondi des différents composants du pont. À cette fin, un plan de travail en huit chapitres a été établi :

### **Chapitre 1 : Généralités et Description du Projet, Caractéristiques des Matériaux**

Ce chapitre aborde l'importance des différents types de ponts et la démarche de conception. Il présente les données fonctionnelles et naturelles du projet, ainsi que les caractéristiques des principaux matériaux utilisés.

### **Chapitre 2 : Caractéristiques Géométriques et Pré-Dimensionnement**

Ce chapitre traite du pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier et des divers équipements du pont. Il définit également les caractéristiques géométriques de la poutre.

### **Chapitre 3 : Charges et Surcharges**

Ce chapitre recense les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées à l'ouvrage.

### **Chapitre 4 : Modélisation du Tablier par ROBOT**

L'objectif de ce chapitre est de créer un modèle permettant de décrire le comportement de l'ouvrage dans différentes conditions.

### **Chapitre 5 : Étude du Platelage**

Ce chapitre inclut l'étude de la répartition longitudinale et transversale des efforts, ainsi que le ferrailage de la dalle.

### **Chapitre 6 : Étude de la Précontrainte et Pertes de Tension**

Ce chapitre traite des recommandations pour l'introduction des classes de précontrainte et des aspects mécaniques liés à la production de tension dans le matériau.

### **Chapitre 7 : Étude de la Culée**

Dans ce chapitre, nous effectuons une analyse détaillée de tous les éléments qui composent la culée, afin de vérifier sa stabilité et de déterminer le ferrailage nécessaire pour assurer sa résistance et sa durabilité.

### **Chapitre 8 : Étude de la Pile**

Cette étude consiste à analyser le comportement structurel des éléments constituant les piles du pont à l'aide de la modélisation avec ROBOT. L'objectif est de déterminer les efforts internes induits par les charges appliquées sur les piles et de définir le ferrailage nécessaire.

Chaque chapitre vise à approfondir une phase spécifique de l'étude du pont, fournissant ainsi une base complète pour sa conception et sa réalisation.

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

## I.1 Introduction

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées, ainsi que les avancées technologiques en termes de matériaux, de méthodes de construction, de création et de moyens de calcul. De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Il revient à l'ingénieur de tirer le meilleur parti des matériaux et de limiter les aléas possibles lors de l'exécution. [Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY, Conception des ponts - Démarche de conception, article de référence C4496 v1]

## I.2 Définition

Le pont est un ouvrage d'art, permettant à une voie de communication de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication). Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

## I.3 Présentation et description de l'ouvrage

### ➤ Présentation

C'est un projet nous a été proposé et confié par l'entreprise national des grands ouvrages d'arts (ENGOA). Cet ouvrage a été implanté à la sortie de BOUGHAIKEN dans la wilaya de Relizane, il relie Ain Tarek-Tiaret. L'objectif principale de notre étude consiste à faire le dimensionnement et l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint.

### ➤ Description de l'ouvrage

Nous étudions un pont à deux travées, avec les dimensions suivantes :

- Ouvrage en béton précontraint en post tension.
- La structure est constituée par 07 piles égales et parallèles avec une longueur totale de 51.40 m.
- La typologie adoptée est une typologie de tablier de poutres de béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.

- La section transversale de chaque tablier a une largeur de 10.00 mètres et elle est formée par 7 poutres de 1.3 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré dalles de béton armé disposées dessus les poutres.
- Le tablier est construit en installant, à l'aide d'une grue, des éléments préfabriqués tels que des poutres et des prédalles, suivis du bétonnage sur place de la dalle supérieure.
- Les fondations des piles et des culées du pont ont été conçues comme des fondations sur pieux.
- Longueur totale de l'ouvrage : 51.40 m.
- Largeur du tablier : 10 m
- Trottoirs : 1.5 m
- La longueur de la poutre : 25.70 m.

## I.4 Structure du pont

### ➤ Superstructure

#### • Tablier

Le tablier est constitué de deux travées de poutres isostatiques dans le sens longitudinal et de 7 poutres dans le sens transversal. La longueur de la poutre est égale à 25.7 m, l'espacement est de 1,3 m. La largeur totale du tablier est égale à de 10 m.

#### • Poutres

Les poutres ont 3 sections : la section d'about, médiane ainsi que la section intermédiaire

#### • Hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé de 0.25 m d'épaisseur.

#### • Equipements

Les équipements sont les suivant :

- Les systèmes d'étanchéité.
- Les corniches.
- Les trottoirs.
- Les gargouilles.
- La couche de roulement.

➤ Infrastructure

- **Piles** : Les piles sont constituées de trois fûts circulaires de diamètre constant de 1,20 m. Ils forment, avec le chevêtre, un système à portique. Ce qui permet de mieux équilibrer l'ouvrage vis-à-vis des efforts sismiques.
- **Culées** : Le modèle est constitué d'éléments plaques (mur garde grève, murs en retour et mur frontaux).
- **Les fondations**
  - **Pieux** : En fonction de la capacité portante de sol de fondation, nous avons pour les culés et pour les piles,
  - **Semelles** : Les fondations sont constituées d'une semelle de fondation et d'un groupe de pieux.

## I.5 Reconnaissances du site

### I.5.1 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, de la phase d'exploitation un chemin ou un obstacle a été franchi.

➤ **Profile en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres lié au contrainte fonctionnelles, de l'obstacle franchi ou au contraintes naturel, et en fonction de type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

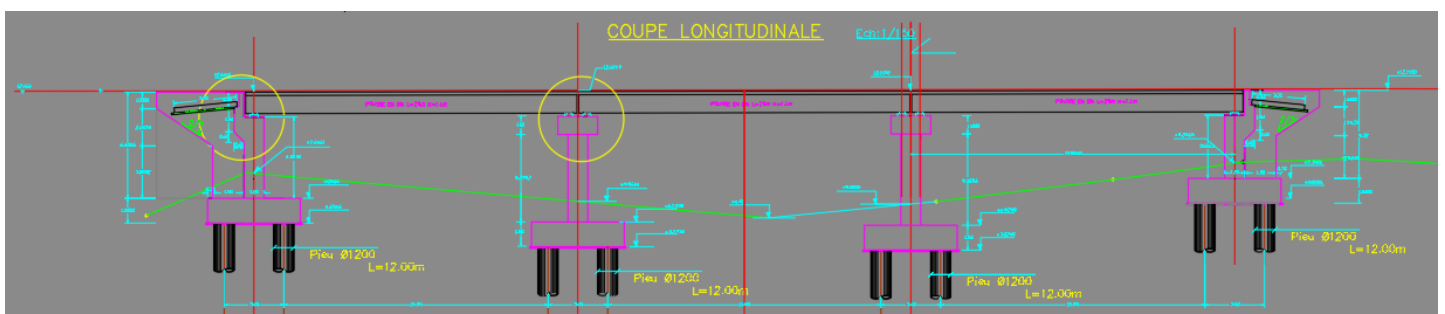


Figure I.1 : Vue longitudinale du pont

### ➤ Tracé en plan

Le tracé en plan, ce sont les lignes qui définissent la géométrie de l'axe de la voie portée tracées sur le plan d'implantation et repérées par les coordonnées de ces points caractéristiques. L'axe horizontal de la structure s'inscrit dans une ligne droite d'une longueur totale de 51.40 m.

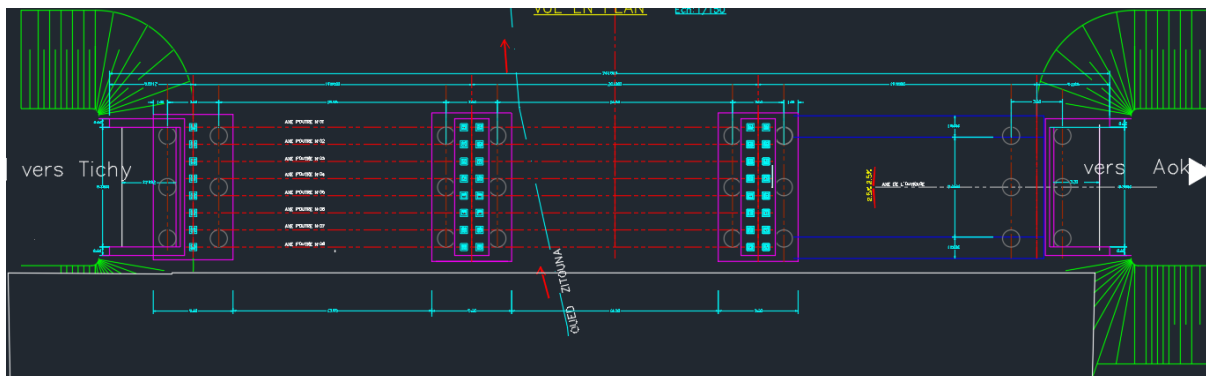


Figure I.2 : Vue en plan du pont

### ➤ Profil en travers

Le profil en travers d'un pont représente une coupe transversale de sa structure, montrant les différentes composantes comme la chaussée, les trottoirs, et les supports. Il fournit des informations essentielles pour la conception, la construction et l'entretien du pont.

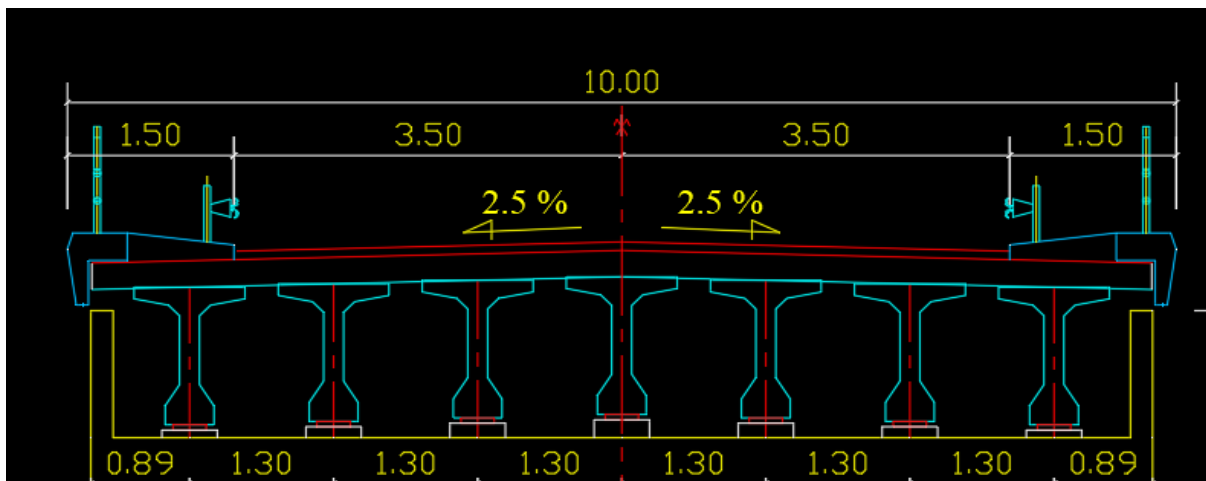


Figure I.3 : La vue de face du pont

## I.5.2 Données naturelles (géotechnique)

### ➤ Climat de la région

Selon la classification de Köppen-Geiger (Wladimir Peter Köppen, 1936). Sur l'année, la température moyenne à Wilaya de Relizane est de 19.9°C et les précipitations sont en moyenne

de 407.6mm. La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 47,8°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de février et correspond à -4°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois d'Aout et correspond à 47,8°C.

Cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.



Figure I.4 : Extrait de la carte géographique de la wilaya de Relizane

#### ➤ La sismicité

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autre dans notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de AOUKAS, elle est classée en zone sismique II a dans l'annexe B du D.T.R.(Document Technique Réglementaire) (RPOA, 2008). La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

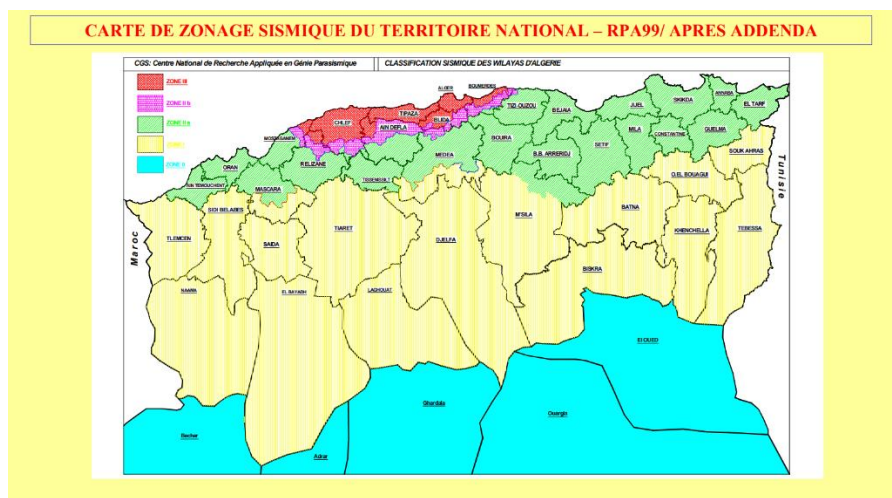


Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

## I.6 Caractéristiques des matériaux

### I.6.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne par la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 modifié 99 qui se base sur la théorie des états limites.

- **Etat limite ultime** : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.
- **Etat limite de service** : Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

### I.6.2. Béton

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .

#### ➤ Résistance du béton

La valeur caractéristique du béton notée «  $f_{c28}$  » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte pour un béton âgé de J jours.

#### ➤ La résistance caractéristique à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours. (Fascicule 62 Titre II Section II)

La compression du béton à « j » jours, j 28 jours est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Donc :

- Dalle en béton armé : 27 MPa

- Corniche et trottoir : 27 MPa
- Culées, piles semelles : 27 MPa
- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction  $f_{tj}$  joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence. La résistance à la traction à 28 jours est:

Les règles du BAEL et donnent les relations suivantes.  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

- Dalle en béton armé : 2.5/2.22 MPa
- Corniche et trottoir : 2.5/2.22 MPa
- Culées, piles semelles : 2.5 MPa

- **Coefficient de poisson**

En ce qui concerne la latérite ciment, un coefficient de Poisson de 0,25 est généralement fixé. Ceci reste valable pour la latérite naturelle. Dans cette partie, il sera étudié l'influence du coefficient de Poisson du sol support ainsi que celle du revêtement sur l'épaisseur de renforcement.

Le coefficient de poisson du sol de plate-forme à une forte influence sur l'épaisseur de renforcement. En effet, sa variation de 0,25 à 0,50 fait passer d'une épaisseur de 8 cm d'enrobé dense à une épaisseur de 3 cm. Cependant la variation est faible pour un module compris entre 0,25 et 0,35.

- **Module de Young**

C'est le module de déformation longitudinale du béton et de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) (Fascicule 62 Titre II Section II)

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

Donc :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{35} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 35981 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{27} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 33000 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

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

Donc:

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v_{28}} = 3700 \sqrt[3]{35} \Rightarrow E_{v_{28}} = 12103 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v_{28}} = 3700 \sqrt[3]{27} \Rightarrow E_{v_{28}} = 11100 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **La contrainte admissible du béton**

La contrainte admissible en compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$  (En situations durables ou transitoires.)

$\gamma_b = 1.15$  (En situations accidentelles.)

Donc :

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 19.8 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa} \\ f_{c_{28}} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} \end{cases}$$

### I.6.3. Aciers

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

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

#### ➤ **Aciers actifs ou de précontrainte (BPEL99)**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute adhérence qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

➤ **Limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient

Tel que :

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$  situation durable ou transitoire.

➤ **Module de Young**

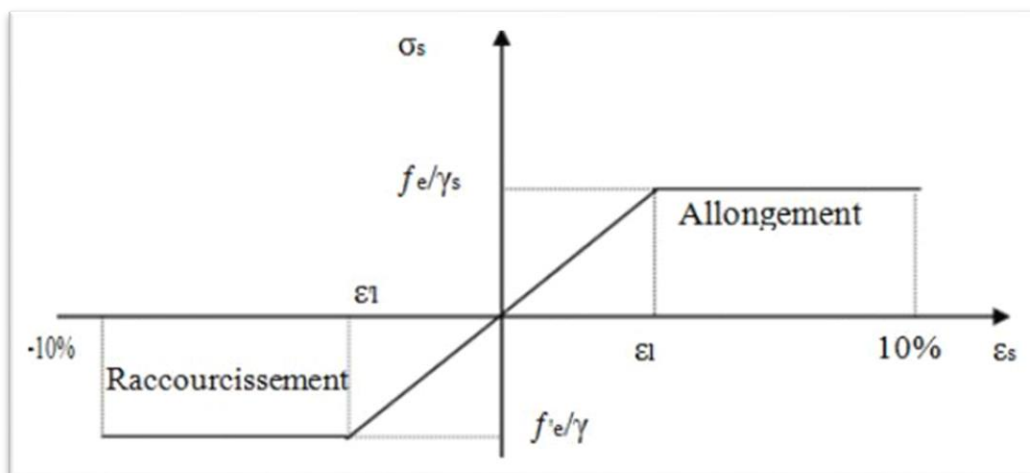
Le module d'élasticité longitudinal "E "des aciers de précontrainte est

Pris égale à:

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

➤ **Diagramme contrainte déformation**

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.



**Figure I.6 : Diagramme des contraintes des aciers de précontraint**

➤ **Acier passif (BAEL) :**

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 type 1 avec une limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.

Le module d'élasticité  $E_s = 200\,000$  MPa.

La contrainte de traction admissible à l'ELU est :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ Situation durable ou transitoire} \Rightarrow \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle} \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

## **Chapitre II : Pré dimensionnement de l'ouvrage**

## II.1. Pré-dimensionnement de la poutre

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

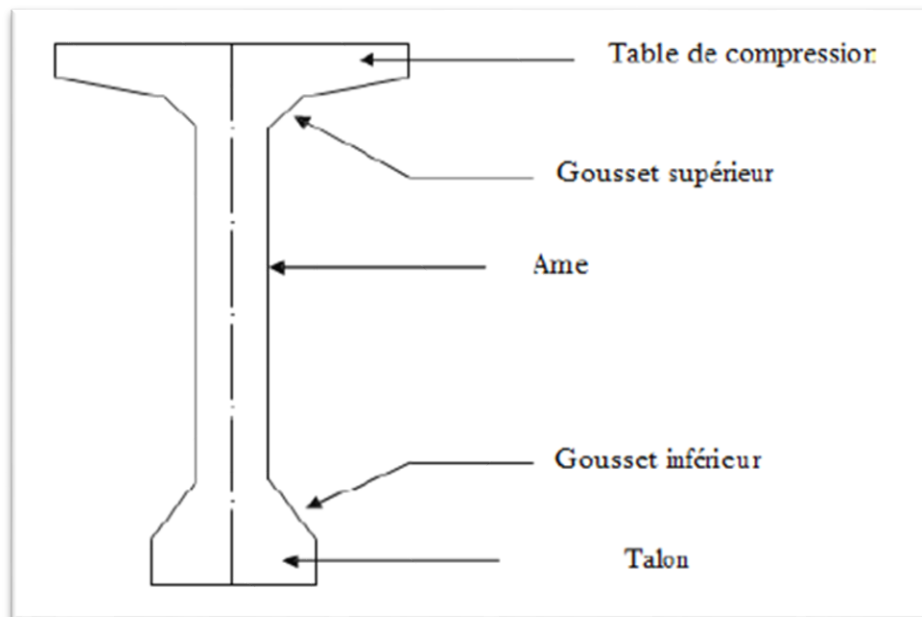


Figure II.1 : coupe transversale d'une poutre

### II.1.1 Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre crucial. Si elle est trop grande, cela peut entraîner une prise au vent excessive. À l'inverse, une hauteur trop réduite augmente considérablement les quantités d'acier de précontrainte et même les sections de béton nécessaires. Le dimensionnement des poutres précontraintes est effectué selon les recommandations de SETRA.

L'élancement des poutres varie entre :

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

Avec :

L est la longueur de la poutre

On a :  $L = 25.7$  m alors  $1.16 \leq h_t \leq 1.42$  m. On prendra  $H_p = 1.3$  m.

### II.1.2 Nombre de poutres (N)

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

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1 = \frac{7.8}{1.3} + 1 = 7$$

$L_a$  : est la distance entraxe d'appuis de rive 9.1 m.

$\lambda$  : Entraxe des poutres :  $\lambda = 1.3$  m

Donc **N = 7 poutres.**

### II.1.3 Table de compression

➤ **La largeur de la table de compression ( $b_0$ )**

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

$$0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p$$

$$0,6 \times 1,3 \leq b \leq 0,7 \times 1,3$$

$$0,78 \text{ m} \leq b \leq 0,91 \text{ m}$$

On prend :  $b = 1.00$  m.

• **Epaisseur de la table de compression :**

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

Donc :  $e = 11$  cm.

### II.1.4 Le talon ( $b_t$ )

➤ **La largeur du talon  $b_t$**

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

Pour la valeur béton prend 44 cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

$$b_t = 44 \text{ cm}$$

➤ **La hauteur du talon**

$$10 \leq ht \leq 20$$

On prend:  $H_t = 18\text{cm}$ .

### II.1.5 Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ )

➤ **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 de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe :  $b_0 = 32$  cm

➤ **Section intermédiaire**

$25 \leq b_0 \leq 35 \Rightarrow$  On prend :  $b_0 = 35$  cm.

### II.1.6 Goussets

➤ **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme**

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correcte du talon, cette pente doit satisfaire l'expression:

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

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

Avec :

$h_g$  : Hauteur de gousset

$b_t$  : Largeur du talon       $b_t = 44$  cm

**Pour la poutre d'about on aura :**

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

$$\frac{44-32}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{44-32}{2}$$

$$6 \leq h_g \leq 9$$

On prend :  $h_g = 8$  cm

**Pour la poutre intermédiaire on aura :**

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

$$\frac{44-35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \frac{44-35}{2}$$

$$4,5 \leq h_g \leq 6,75$$

On prend :  $h_g = 6$  cm

➤ **Le gousset de jonction entre la table de compression et l'âme**

Gousset de la table de compression :

$$\alpha_2 = 45^\circ \quad e_2 = 3 \text{ cm}$$

- Section d'about :

$$\alpha_1 = 10^\circ \quad e_2 = 6 \text{ cm}$$

- Section intermédiaire :

$$\alpha_1 = 10^\circ \quad e_1 = 6 \text{ cm} \quad \alpha_2 = 45^\circ \quad e_2 = 10 \text{ cm}$$

### II.1.7 Epaisseur d'hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis lié à l'espacement entre axe des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

Il est donné par la formule suivante :

$$20 \leq h_0 \leq 30$$

On fixe :  $h_0 = 25 \text{ cm}$

### Remarque

Dans ce qui suit, l'axe ( $\Delta$ ) passe par la fibre inférieure de la section.

## II.2 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

### II.2.1 Notation utilisées

$Z$  : bras de levier de la poutre considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$I_\Delta$  : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$$I_\Delta = S_\Delta - Z'$$

$I_G$  : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre.

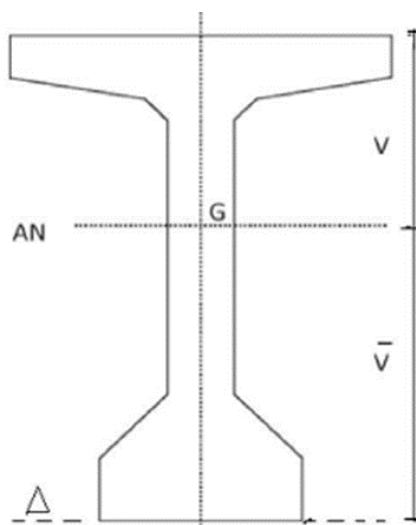


Figure II.2 : Notation utilisé

B : section totale de la poutre

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

r : Rayon de giration  $r^2 = \frac{I_G}{B}$

$\rho$  : rendement géométriques de la section:

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'} = \frac{r^2}{V \times V'}$$

Avec : V et V' distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre :

$$\begin{cases} V = h_t - V' \\ V' = \frac{S_{\Delta}}{B} \end{cases}$$

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

Avec :  $S_{\Delta} = B \times Z$

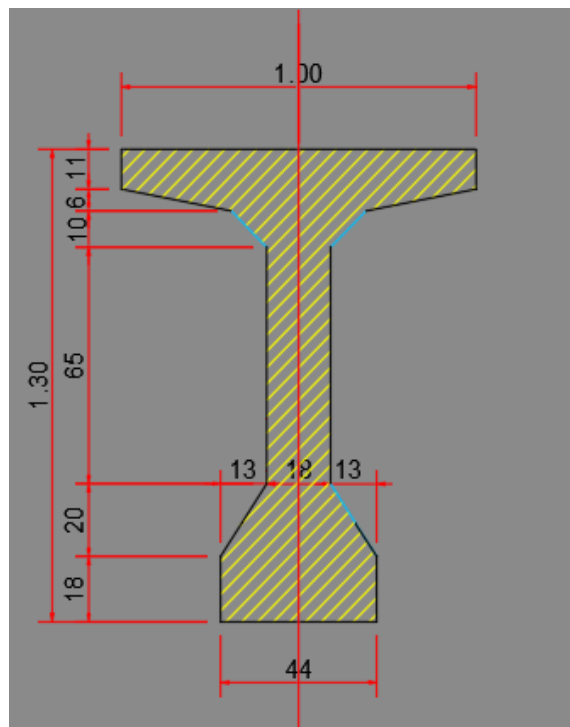
$Z = Z [1 + (h^2 / 12 \times Z^2)]$  .....Section rectangulaire.

$Z = Z [1 + (h^2 / 18 \times Z^2)]$  .....Section triangulaire.

Avec : h: hauteur de la section considérée.

➤ Caractéristiques géométriques des sections brutes

- **Section intermédiaire sans hourdis**



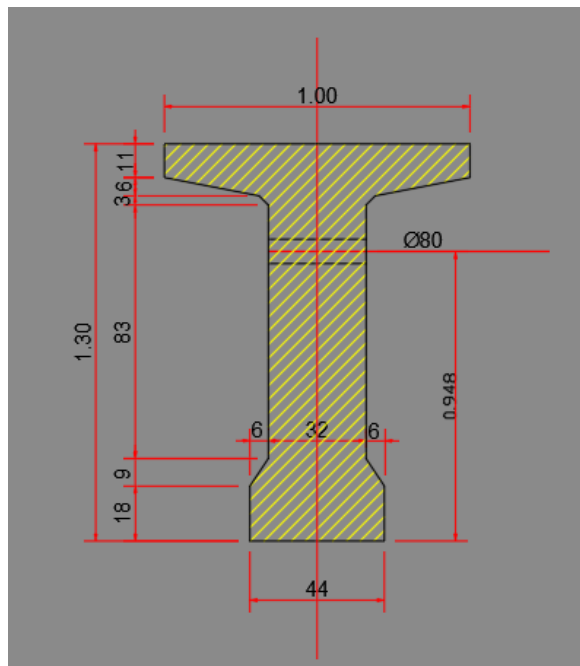
**Figure II 3 : Section intermédiaire sans hourdis**

N° de la section	Largeur b(cm)	Hauteur h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )	IΔ = I0+BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	100	11	1100	124,5	136950	124,5809906	11091,67	17061366,67
2	28	6	168	117	19656	117,025641	504	2300256
3	13	10	130	108	14040	108,0771605	1083,333	1517403,333
4	13	6	78	101	7878	101,029703	234	795912
5	18	101	1818	46,5	84537	64,78136201	1545452	5476422
6	13	20	260	28	7280	29,19047619	8666,667	212506,6667
7	44	18	792	9	7128	12	21384	85536
<b>total</b>			4346		277469		1588415	27449402,67

**Tableau II. 1 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis**

IG (cm <sup>3</sup> cm)	V' (cm)	V (cm)	Ig	r2	ρ (%)
27449402,67	63,84468	66,15531523	9734482	2239,8716	53,03%

- **Section d'about**



**Figure II 4 : Section d'about**

Tableau II. 2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

N° de la section	Largeur b(cm)	Hauteur h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S $\Delta$ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm) =	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I $\Delta$ = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	100	11	1100	124,5	136950	124,5809906	11091,67	17061366,67
2	28	6	168	116	19488	116,0258621	504	2261112
3	6	6	36	110	3960	110,0272727	108	435708
4	6	3	18	105,5	1899	105,507109	13,5	200358
5	32	101	3232	46,5	150288	64,78136201	2747469	9735861,333
6	6	9	54	22,5	1215	22,8	364,5	27702
7	44	18	792	9	7128	12	21384	85536
total			5400		320928		2780935	29807644

IG (cm <sup>3</sup> xc <sup>m</sup> )	V' (cm)	V (cm)	I <sub>g</sub>	r <sup>2</sup>	$\rho$ (%)
27449402,67	59,43111	70,56888889	10734536,4	1987,877106	47,40%

Tableau II. 3 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis

Destination	La surface B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	s/ $\Delta$ =B.Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ $\Delta$ =I <sub>0</sub> +B.Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	4346	63,84	277469	1588415,167	27449402,67
Section hourdi	3250	155	503750	169270,8333	78250520,83
Section nette	7596				
S/ $\Delta$ nette			781219		
I/ $\Delta$ nette					105699923,5

IG (cm <sup>3</sup> xc <sup>m</sup> )	V' (cm)	V (cm)	I <sub>g</sub>	r <sup>2</sup>	$\rho$ (%)
105699923,5	102,8461	52,15389679	25354594	3337,888	62,23%

Tableau II. 4 : Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.

Destination	La surface B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	s/Δ =B.Z (cm <sup>3</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I0+B.Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	5400	63,84	320928	2780935	29807644
Section hourdi	3250	155	503750	169270,8333	78250520,83
Section nette	8650				
S/Δ nette			824678		
I/Δ nette					108058164,8

IG (cm <sup>3</sup> xcm)	V' (cm)	V (cm)	Ig	r <sup>2</sup>	ρ (%)
108058164,8	95,3385	59,66150289	29434603,7	3402,84436	59,082%

### II.3. Caractéristiques géométriques de la section nette

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

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

## Chapitre III : Calculs des charges et surcharges

Ce présent chapitre a pour le but d'étudier le comportement du tablier du pont, en calculant les charges et les surcharges que le pont doit supporter, en raison de son rôle de support structurel. Les forces agissant sur une structure peuvent être constantes dans le temps ou fluctuer.

## III.2 Calcul des charges

### III.2.1 Les charges permanentes

Elles englobent toutes les charges qui demeurent constantes pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

Elles comprennent :

- **Les charges structurelles** : le poids propre du tablier, comprenant les poutres, les entretoises, les amorces et les hourdis.
- **Les charges non-structurelles** : Qui inclut les trottoirs, la corniche, les garde-corps, les glissières, le revêtement et l'étanchéité.

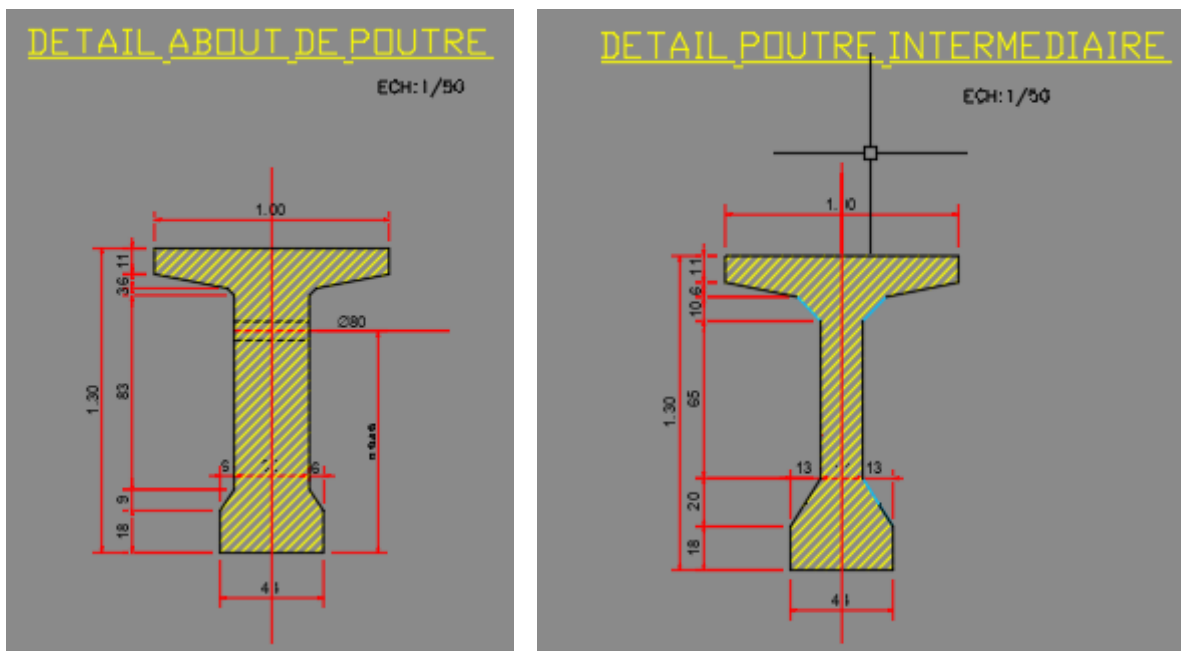


Figure III. 1 : Poutre d'about et poutre intermédiaire

Épaisseur de l'hourdis est de 25cm

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_i = 0,25 \times 1,3 \times 2,5 \times 1 = 0,8125 \text{ t/ml}$$

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :

$$P_r = 0,25 \times 0,6 \times 2,5 \times 1 = 0,375 \text{ t/ml}$$

- **Poids de la dalle**

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

$$P_d = (5 \times 0,8125) + (2 \times 0,4672) = 4,99$$

$$P_d = 5 \text{ t/ml}$$

- **Poids du revêtement**

$$P_{rv} = S \times ep \times pv = 0.4346 \times 0,25 \times 2,5$$

$$P_{rv} = 0,27 \text{ t/ml}$$

- **Pds du corniches & trottoirs**

$$P_{tr+cr} = 0,977 \text{ t/ml}$$

- **Poids d'une poutre**

$$p_p = \gamma_b \cdot S_{eq} = 2,5 \times 0.476 = 1.19 \text{ t/m}$$

$$p_p = 1,19 \text{ t/ml}$$

- **Poids de toutes les poutres**

$$p_{pTotal} = 1.19 \times 7 = 8,33 \text{ t/ml}$$

$$p_{pTotal} = 8,33 \text{ t/ml}$$

### III.3 Calcul des surcharges (Charges d'exploitation)

Différents types de surcharges sont identifiés, à savoir :

La surcharge de type A (L).

Le système B.

La surcharge militaire M jusqu'à 120 tonnes.

La surcharge exceptionnelle pour les convois de 240 tonnes.

Les surcharges sur les trottoirs.

- La largeur du roulement (L r) : Lr= 7 m
- La largeur chargeable (Lc) : Lc = 7 m
- Le nombre de voie

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3.5 de leur largeur chargeable Lc :

$$N = \frac{Lc}{3}$$

$$N = \frac{7}{3} \quad N = 2 \text{ voies}$$

- **Largeur d'une voie**

$$L_v = \frac{Lc}{N}$$

$$L_v = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m}$$

➤ **Classe de ponts routes**

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur du roulement :

**Tableau III. 1 : Classe des ponts**

La classe	La largeur de roulement
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

On a  $L_r > 7 \text{ m}$  donc notre pont est classé dans la **1<sup>ère</sup> classe**.

**III.3.1 Système de charges A (RCPR 4.4)**

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

Avec:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 1141 \text{ Kg/m}^2$$

$$a_1 = 1, \quad a_2 = 1$$

**Tableau III. 2 : Coefficient d'agressivité transversale de la charge**

Classe de pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

$a_1 = 1$  (pont de première classe + 2 voies)

$$A = 0.712 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour une voie chargée : } QA(L) = A \times n \times l_v = 4.232 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour deux voies chargée : } QA(L) = A \times n \times l_v = 8.46 \text{ t/ml}$$

**III.3.2 Système de charges B (Surcharge BC) (RCPR 4.10.1.2)**

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux.

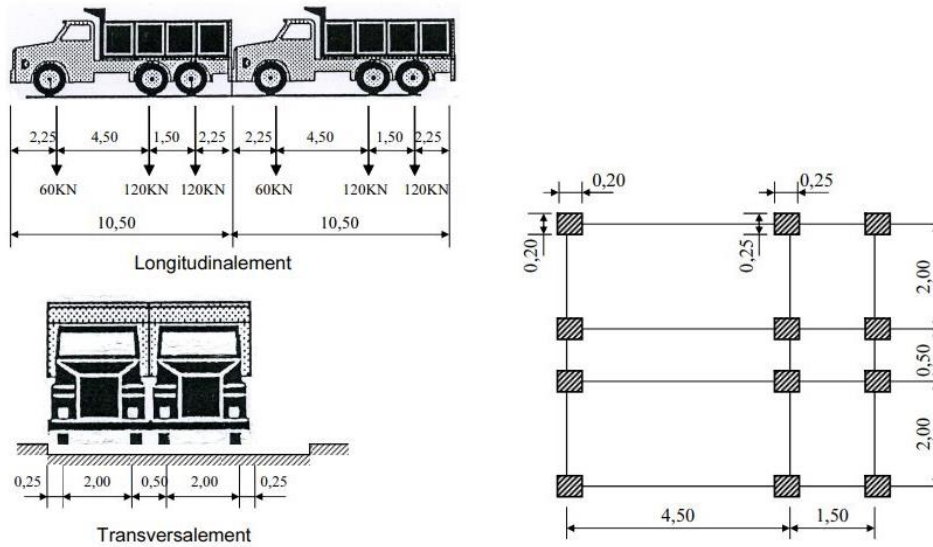


Figure III. 2 : Système Bc

Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient  $b_c$  dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3 : Valeur du coefficient  $b_c$ .

Classe de pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
2	1	1	-	-	-
3	1	0.80	-	-	-

➤ Détermination du coefficient de majoration dynamique  $\delta$

D’après l’article 6.2.1.1 de RCPR 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération les coefficients des majorations.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

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

- L : portée de la travée (L=27.5m)
- G : poids total du tablier (466.46t)
- $b_c = 1.1$  pour 2 voies chargées
- Q : la charge (B) appliquée sur l’élément pris avec pondération

$$Q = \max \{ Bc \times bc \times n ; Bt \times bt \times n, \quad Br \}$$

$$Q = 132t$$

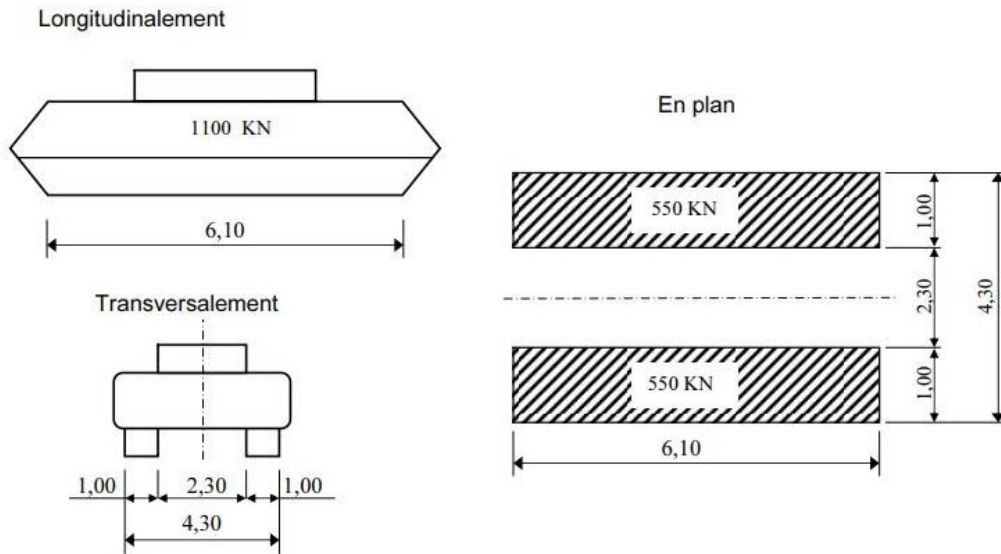
Donc :  $\delta = 1.123$

**III.3.3 Surcharge militaire Mc120 (RCPR 4.10.1.2)**

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 et susceptibles dans certains cas d’être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois. Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.



**Figure III.3 : Système Mc120**

$$q_{Mc120} = \frac{110}{6,1} = 18,03 \text{ t/ml}$$

**Détermination du coefficient de majoration dynamique  $\delta_M$**

$$\delta_M = 1 + \alpha + \beta$$

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{Q_M}}$$

- $Q_M$  : la charge (M) appliquée sur l’élément pris avec pondération

$$Q = 110 \text{ t}$$

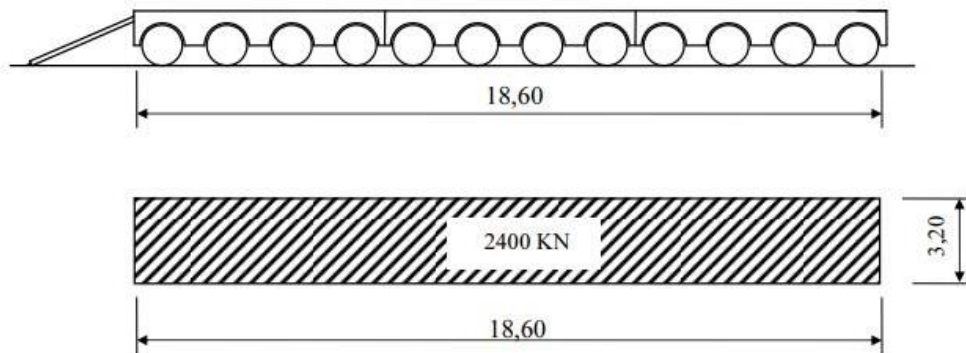
Donc :  $\delta = 1.114$

**III.3.4 Charge exceptionnelle D240 (RCPR 4.11.1.2)**

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

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total.

$$P = 240t$$



**Figure III. 4 : Système D240**

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

## Chapitre IV : Modélisation du tablier

## IV.1 Introduction

Ce chapitre aborde l'utilisation du logiciel ROBOT Structural, qui repose sur la méthode des éléments finis, une approche largement reconnue dans le domaine de l'ingénierie structurelle. Ce logiciel fournit des résultats essentiels tels que les moments et les efforts tranchants, utilisés pour concevoir le renforcement des éléments porteurs comme les dalles. Le renforcement des poutres sera examiné dans le prochain chapitre.

## IV.2 Présentations du logiciel

Le logiciel Autodesk ROBOT offre aux ingénieurs en structures des fonctionnalités avancées de simulation et d'analyse structurelle pour des projets de construction vastes et complexes. Basé sur la méthode des éléments finis, il permet de résoudre rapidement des problèmes numériques complexes, ce qui réduit considérablement le temps nécessaire par rapport aux calculs manuels traditionnels. Avec ses nombreuses fonctions intégrées et options de calcul testées, il est largement utilisé pour les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie, offrant une solution efficace et interactive pour la conception et l'analyse de structures.



Figure IV.1 : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professionnal 2017

## IV.3 Quelques étapes à suivre pour la modélisation

Étant donné que l'ouvrage est isostatique et comporte 2 travées indépendantes, nous allons étudier une seule travée. Cette travée se compose d'une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 7 poutres ayant une longueur de 25,7 m chacune. Les poutres sont traitées comme des éléments

de section et sont supportées par des appuis simples sur les piles et des appuis doubles sur les culées. La dalle est considérée comme un élément de panneau. La première étape consiste à choisir l'agencement, comme illustré dans la figure suivante.



Figure IV.2 : Choix de la structure

➤ Réglage des unités

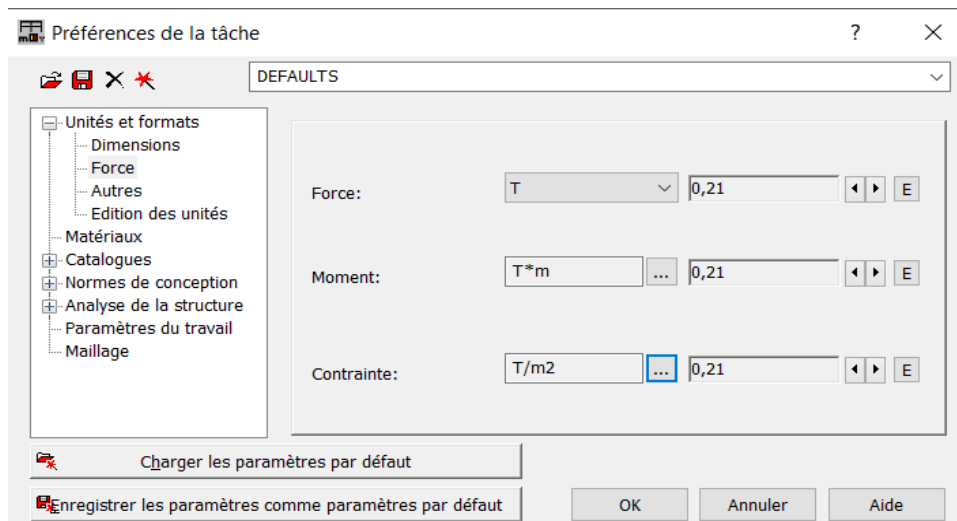


Figure IV.3 : Réglage des unités

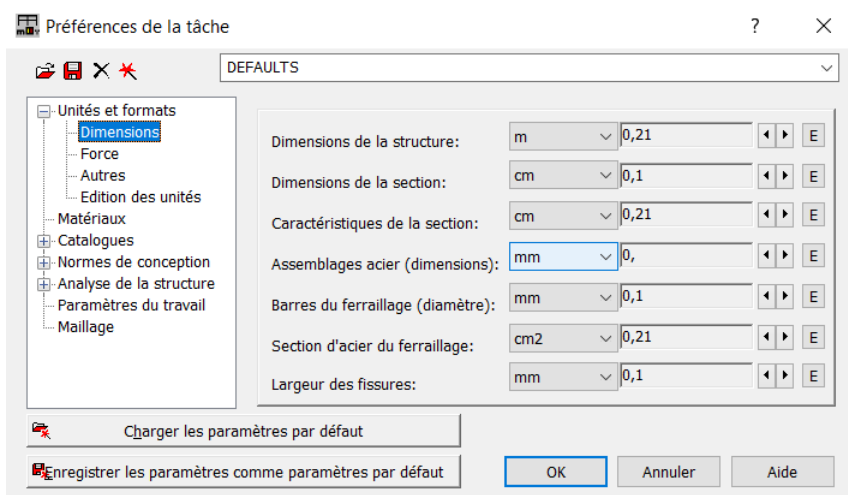


Figure IV.4 : Réglage des unités

➤ Réglage des normes

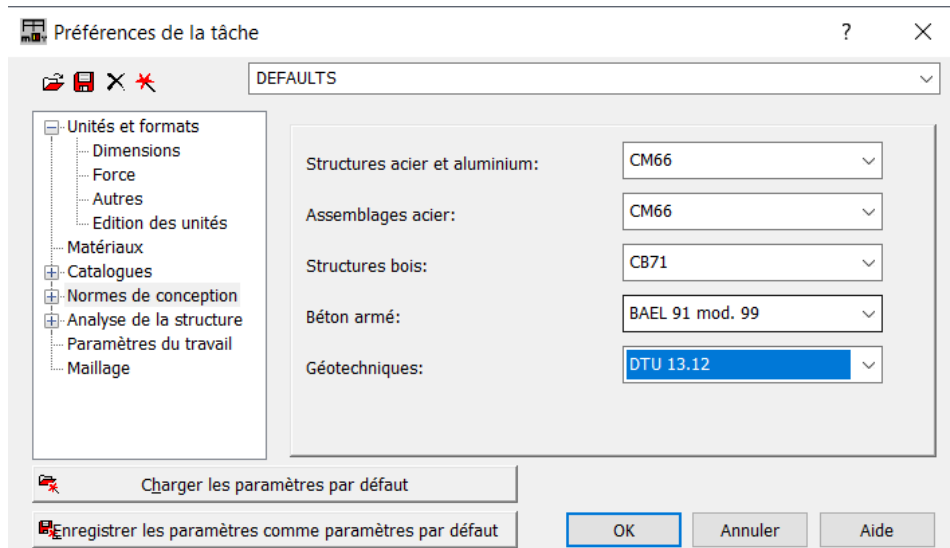


Figure IV.5 : Réglage des normes

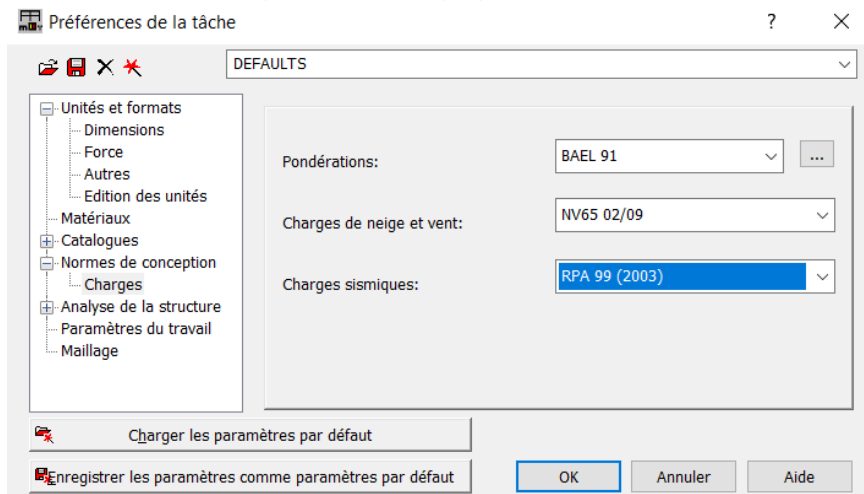


FIGURE IV.6 : Réglage des normes

➤ **Ligne de construction**

Cette étape a pour but de définir les lignes de construction pour le style de pont à étudier.

Le tableau des lignes de construction s'affiche comme suit :

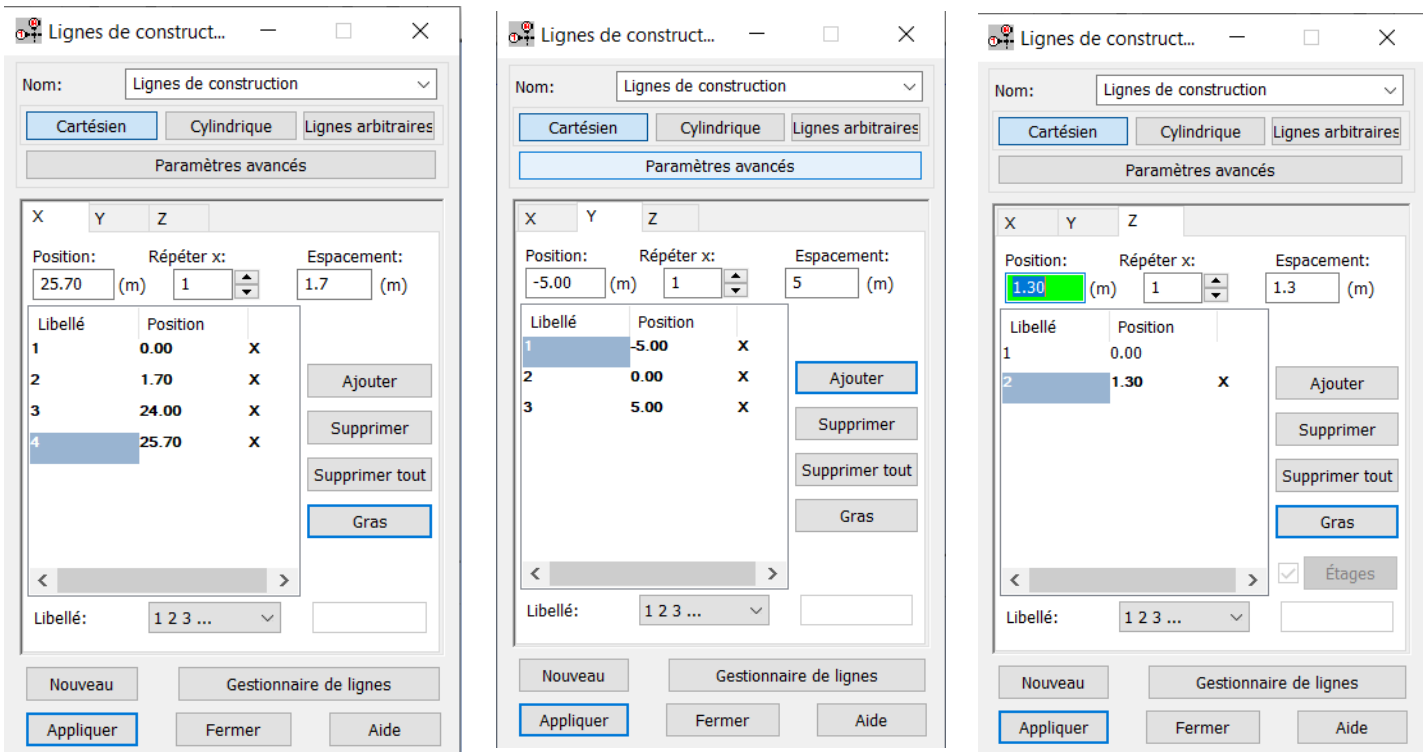


Figure IV.7 : Définition des lignes de constructions

➤ **Introduction des sections des éléments**

Après avoir défini les sections de poutre précédemment dans l'AutoCAD et les avoir exportées au format DXF, nous pouvons les importer dans le logiciel Autodesk ROBOT Structural pour les utiliser dans notre analyse structurale. L'importation de ces sections se fait généralement en suivant les étapes suivantes :

- Ouvrir le projet dans Autodesk ROBOT Structural.
- Accéder à l'onglet "Sections" ou "Sections de poutre" dans le logiciel.
- Sélectionner l'option pour importer des sections.
- Choisissez le format de fichier DXF et localisez le fichier contenant les sections que vous avez exportées depuis AutoCAD.
- Sélectionner les sections de poutre à importer et spécifier les propriétés nécessaires, telles que la hauteur et la largeur de la section.
- Valider l'importation des sections.

Une fois importées avec succès, les sections de poutre seront disponibles dans le logiciel ROBOT Structural pour être utilisées dans l'analyse et la conception de la structure comme suit :

Section d'about a 1.70 m

Section intermédiaire a 22 ,3 m

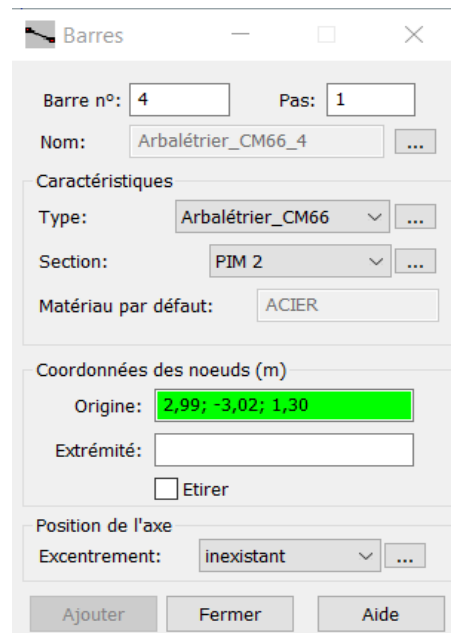
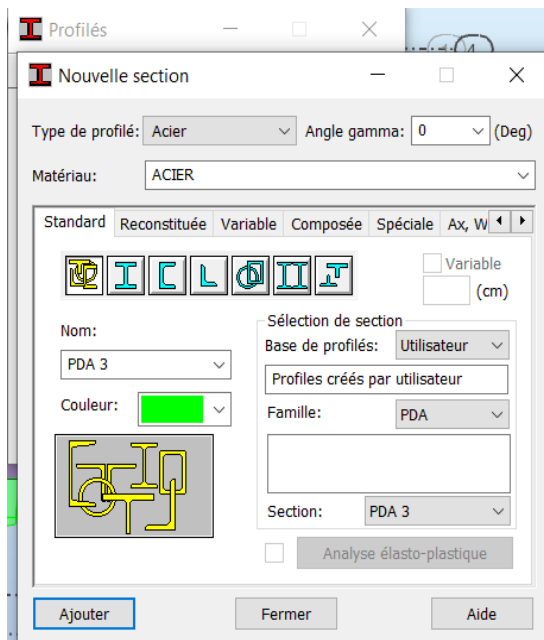
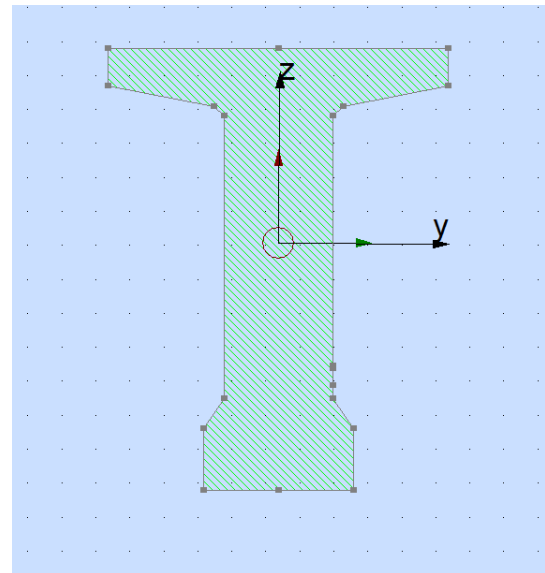
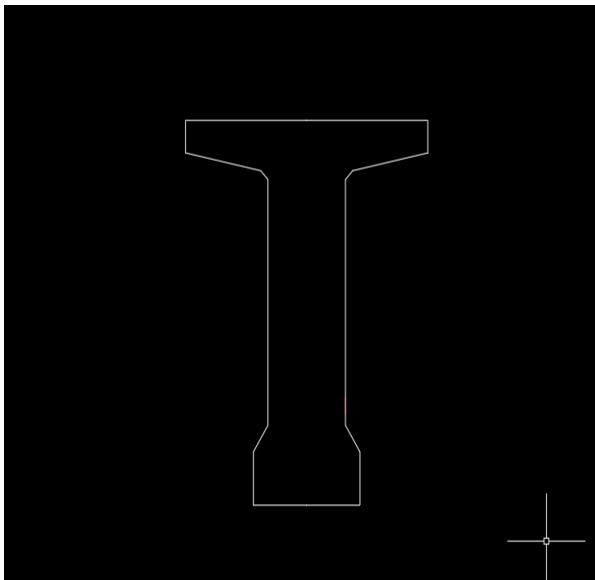


Figure IV.8 : Importation des poutres

### ➤ Introduction des appareils d'appuis

Nous allons définir deux lignes de construction pour placer les appuis sur l'axe **X**, à des positions spécifiques : une à **X = 0.5 m** et l'autre à **X = 25.20 m**. Ensuite, nous allons créer deux types d'appuis : un simple et un double, conformément à l'illustration fournie.

On va ensuite créer les deux appareils d'appuis un qui sera simple et l'autre double comme le montre les figures ci-dessus

### ➤ Choix de matériaux

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le béton 35

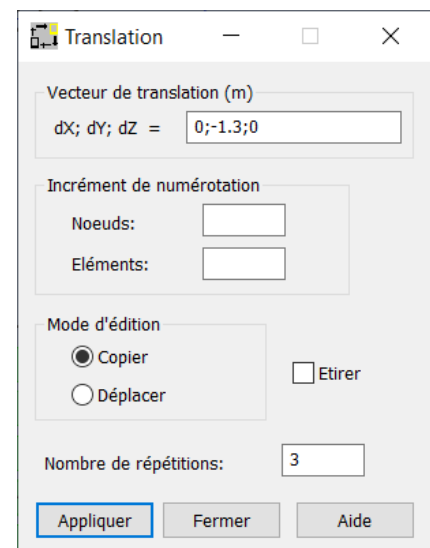
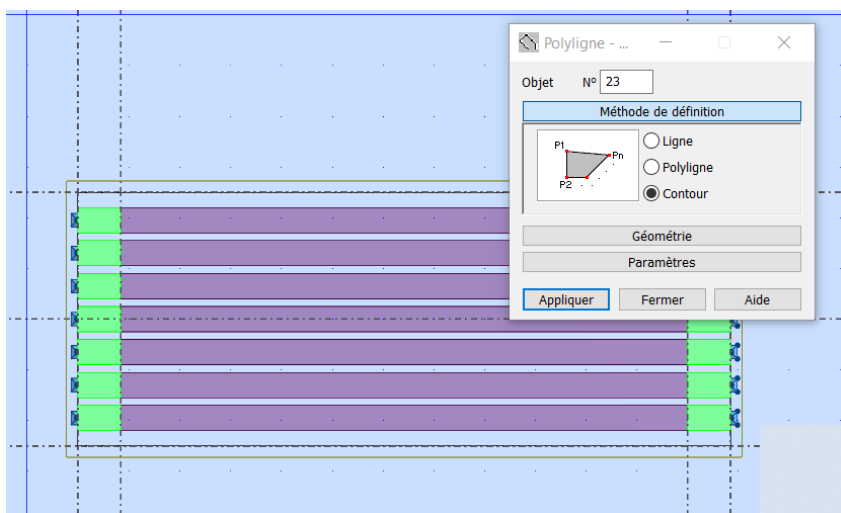
### ➤ Modélisation de la dalle

La modélisation de la dalle se fait comme suit :

Poly ligne → contour

Panneaux → Liste d'objet → choisir le contour de la dalle

Nous allons spécifier l'épaisseur de la dalle ainsi que le type de béton à utiliser. Pour notre cas, nous utiliserons du béton de classe 27. Cette étape permet de déclarer le type de dalle, et dans notre cas, nous utiliserons une dalle d'une épaisseur de 0,25 mètre.



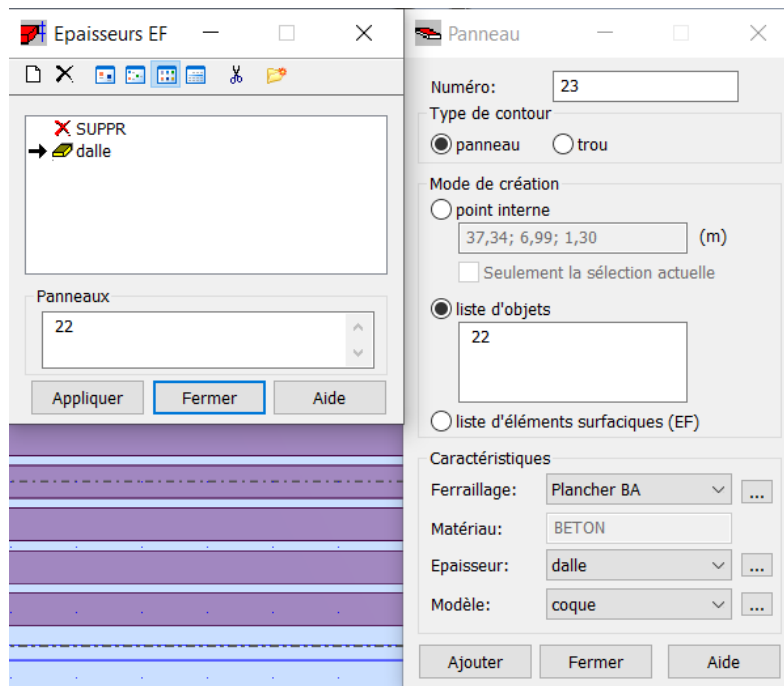


Figure IV.9 : Modélisation de la dalle

### IV.4 Définition des charges permanentes et les charge d’exploitations

#### IV. 4.1 Charges permanentes

Chargement → cas de charge → saisie les charge → ajouter.

G : Calculer par le logiciel.

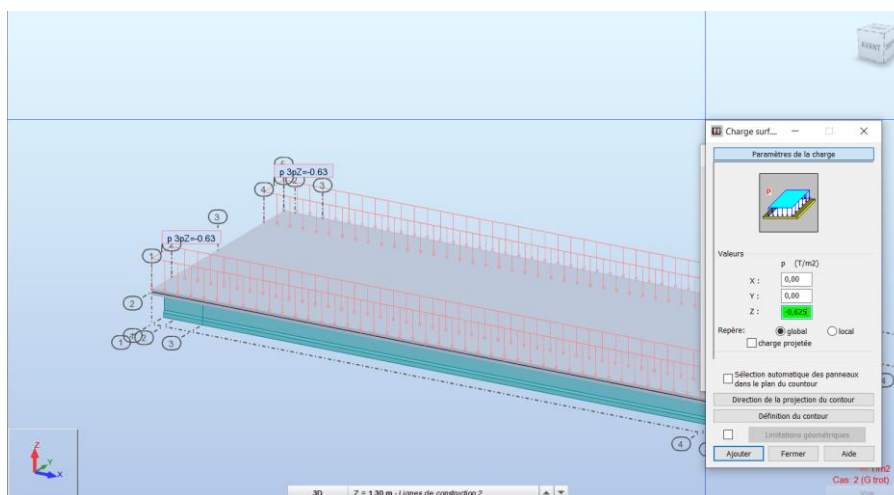


Figure IV.10 : Définir les charges permanente

➤ **G trottoir**

$0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m}^2$  (Charge surfacique uniformément).

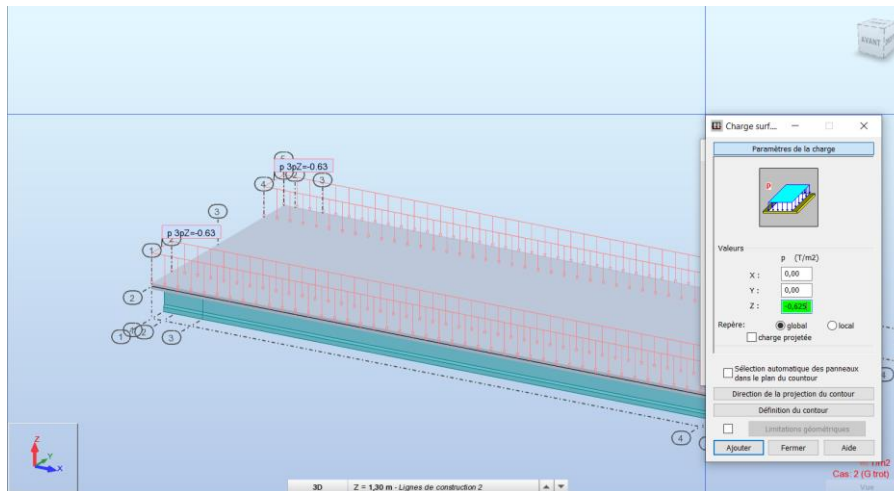


Figure IV.11 : Définir les charges permanente

➤ **G revêtement**

$0.07 \times 2.5 = 0.175 \text{ T/m}^2$  (Charge surfacique uniformément)

➤ **G corniche**

$P_{cor} = 0.23625 \text{ T/ml}$  (charge linéaire uniform)

➤ **G garde-corps**

$P_{G.gar} = 0.10 \text{ T/m}$  (charge linéaire uniforme).

➤ **G glissière**

$P_{gli} = 0.06 \text{ T/m}$  (Charge linéaire 2p).

#### IV.4.2 Charge d'exploitations

➤ **La surcharge  $Q_{trottoir}$**

D'après le **FASCICULE N° 61 TITRE II** :  $Q_{trottoir} = 0.15 \text{ T/m}^2$  (charge surfacique uniforme).

➤ **La surcharge AL**

D'après le calcul effectué dans le chapitre 4 :  $A(L) : 0.89 \text{ T/m}^2$

### IV.4.3 Les charges roulantes

Les charges roulantes sont définies comme suit :

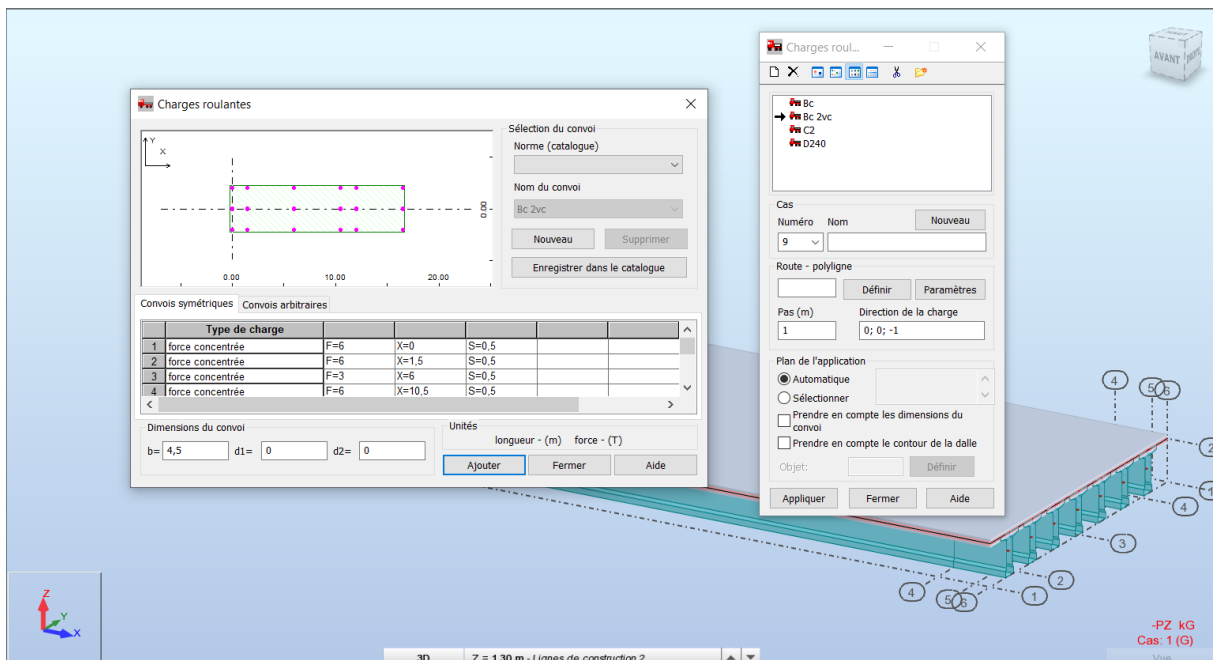


Figure IV. 12 : Introduire les charges roulantes

#### ➤ Système de charge BC

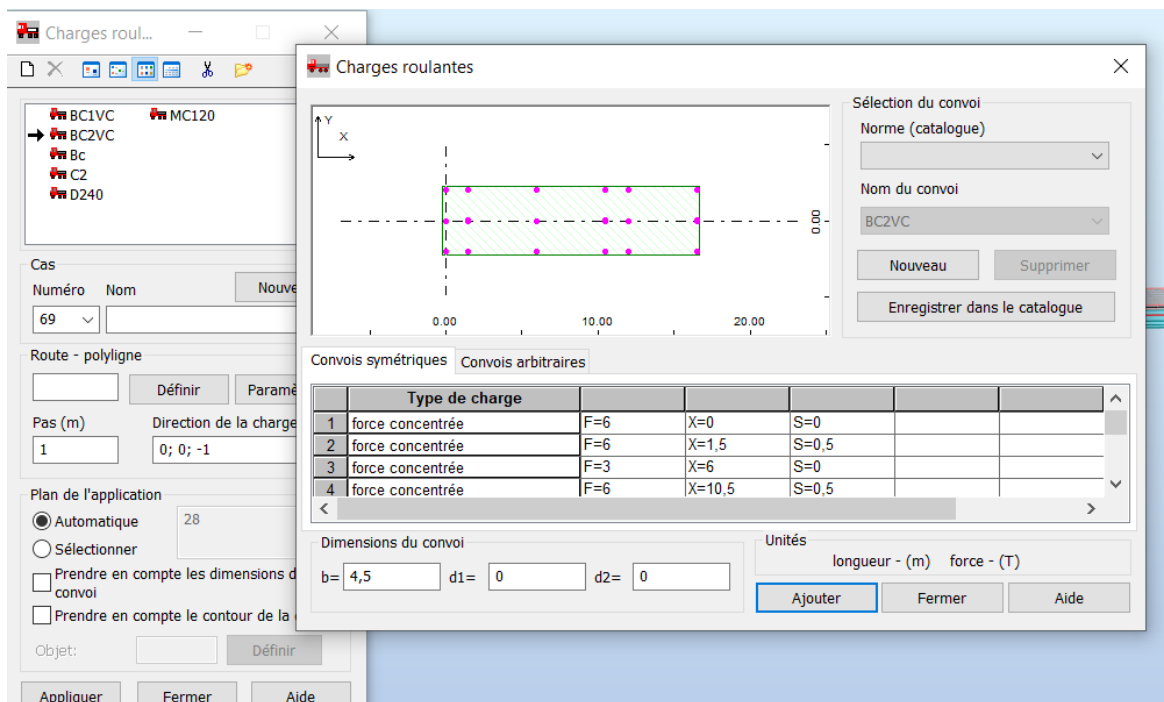


Figure IV. 13 : Système de charge BC

➤ Système de charge D240

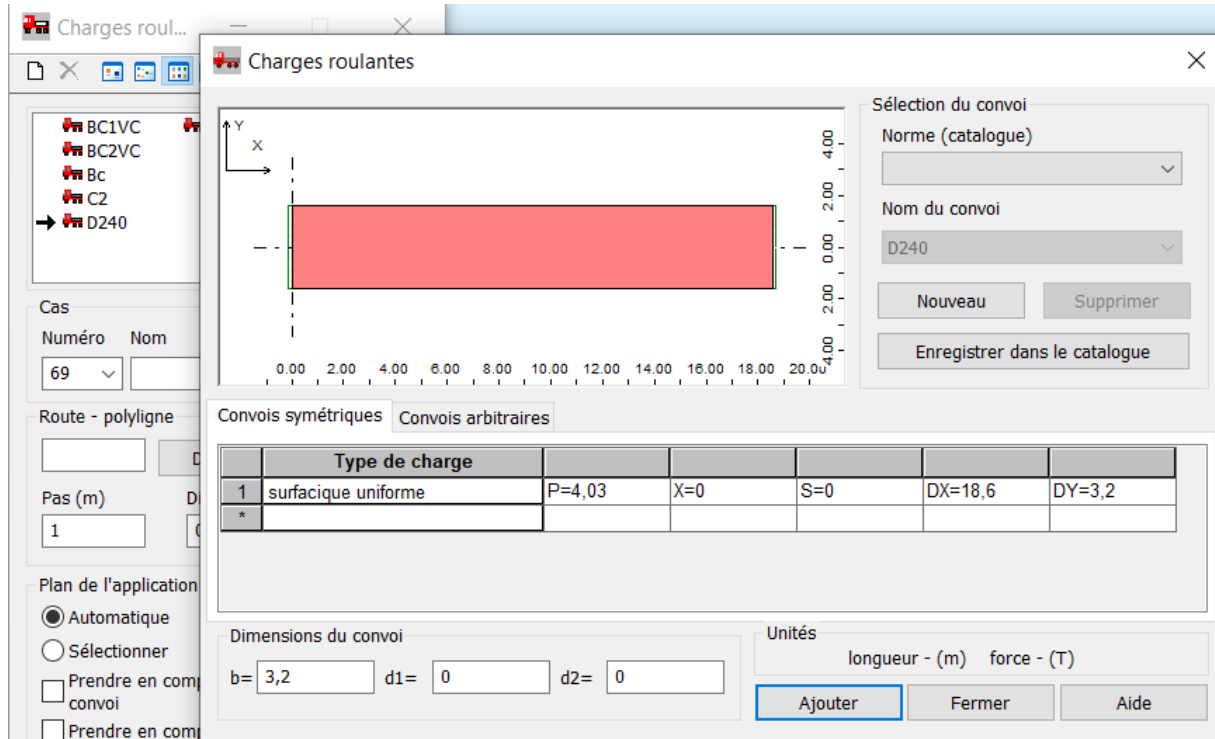


Figure IV. 14 : Système de charge D240

➤ Système de charge Mc120

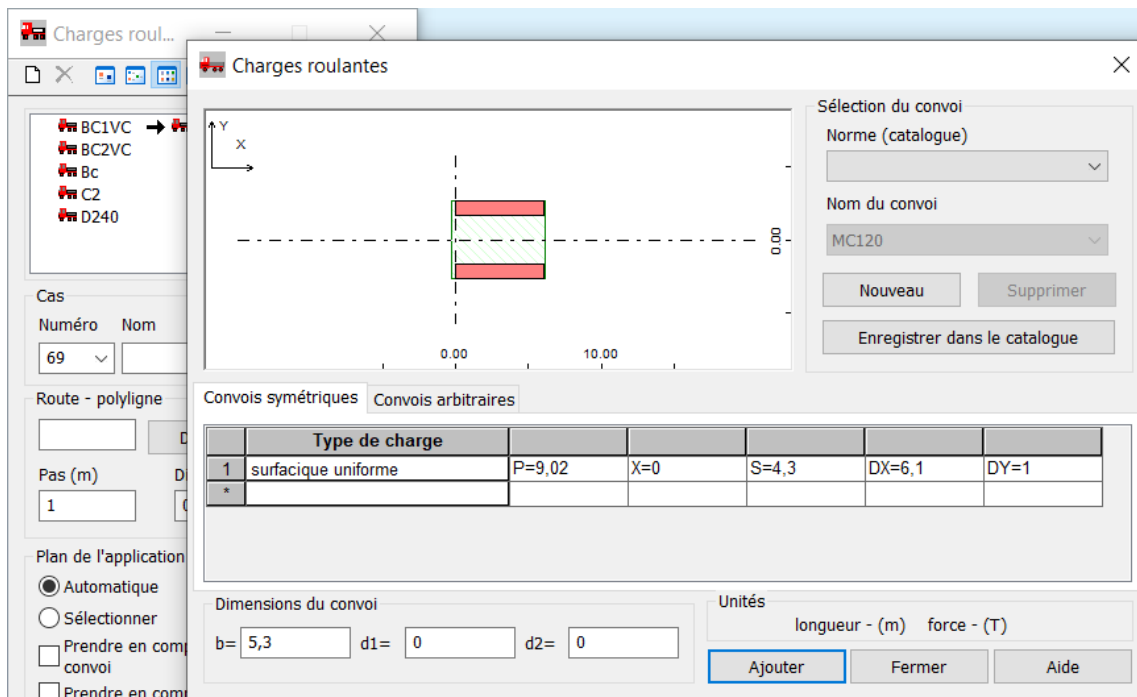


Figure IV. 15 : Système de charge Mc120

## IV.5 Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul

Nous utilisons les combinaisons de charges conformément aux états-limites définis par le B.P.A.E.L (Béton Précontraint aux États-Limites) pour calculer les efforts dans la structure.

### IV.5.1 Lancement du calcul

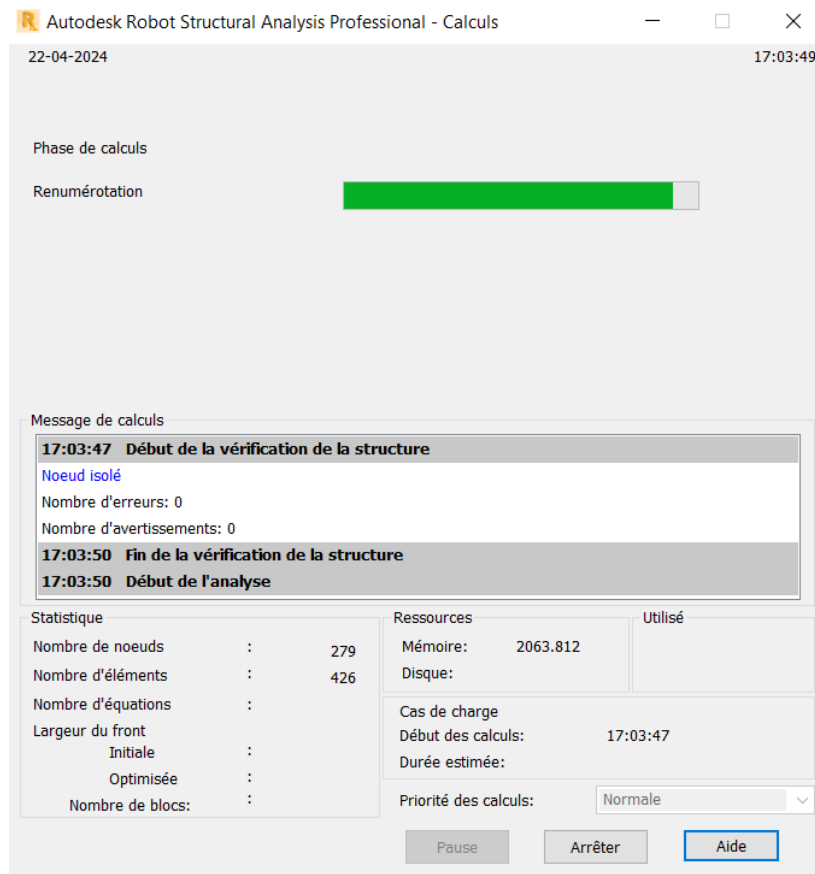


Figure IV. 16 : Lancement du calcul

## Chapitre V : Etude de platelage

### V.1 Introduction

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, il remplit deux fonctions fondamentales :

- Assurer la liaison entre les poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires, tout en répartissant les charges transversales.
- Répartir les charges permanentes dues aux différentes couches de roulement, ainsi que les surcharges appliquées, et transmettre ces efforts aux poutres.

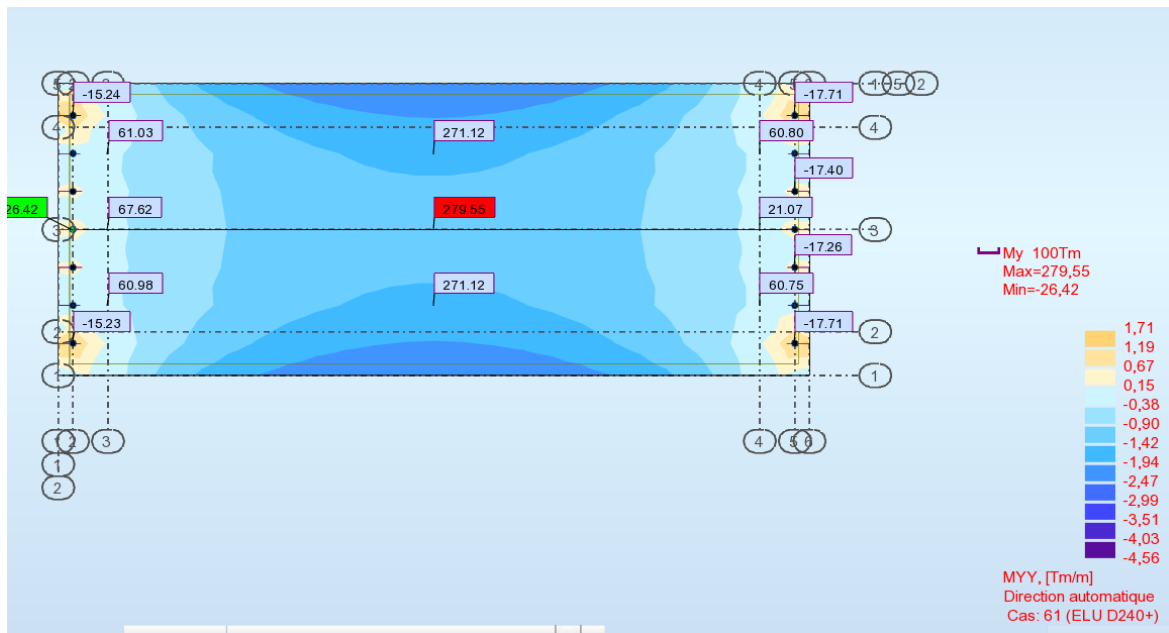
L'analyse de la dalle implique l'étude des flexions suivantes :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

### V.2 Résultats cartographiques

#### V.2.1 Ferrailage transversal

- **Ferrailage aux appuis**
- **A L'ELU**



FigureV.1. Diagramme du moment maximal MYY à l'ELU.

$$M_u = 1,71 \text{ T. m}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 \Rightarrow D = 18 \text{ cm}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1.71 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 19.83} = 0.026$$

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

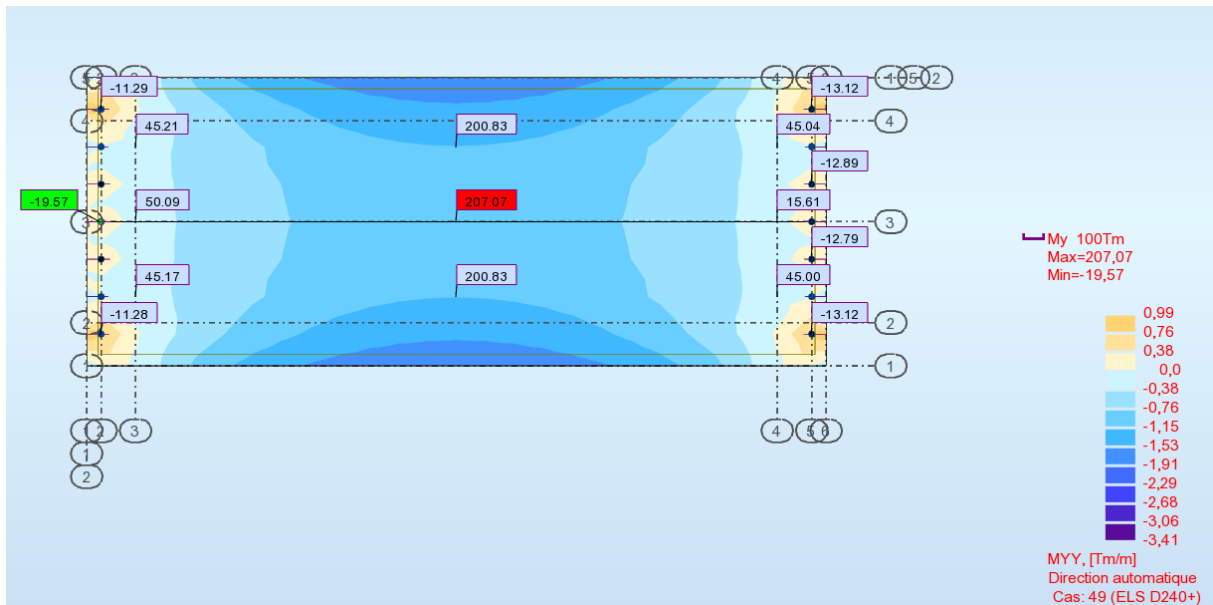
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}}{0.8} = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.032) = 0.986$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.71 \times 10^4}{0.986 \times 18 \times 347.83} = 2.76 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S



FigureV.2 : Diagramme du moment maximal MYY a l'E.L.S.

$$M_{S \max} = 0.99 \text{ T.m}$$

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

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

$$f_{tj} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.66; 228.630)$$

$$\mu_s = \frac{0.99 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 228.630} = 0.001$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.001}}{0.8} = 0.0038$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0038) = 0.984$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 18 \times 0.984 = 17.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.99 \times 10^4}{11.51 \times 228.630} = 3.76 \text{ cm}^2$$

**Alors :** On opte pour le **5HA10** (3.93 cm<sup>2</sup>).

- **Condition de non fragilité.**

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

$$A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{2.7}{400} \right) 100 \times 11.7$$

$$A_{min} \geq 1.816 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = \max(3.93; 1.816) = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

➤ **Le béton**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 0.58 \times 11.7 = 13.57$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.75 + \sqrt{(0.58)^2 + 13.57} = 3.14$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 3.14^3}{3} + 15 \times [3.93 \times (11.7 - 3.5)^2] = 5351.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \max}}{I} \times y_1 = \frac{0.99}{5351.45} \times 3.14 = 0.00058 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0006 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c_j} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

**Donc :**

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

➤ **Acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{0.99}{5351.45} \times (11.7 - 3.14) = 0.023 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.7)^{\frac{1}{2}} \right\} = 228.630 \text{ MPa}$$

**Donc :**

$$\sigma_s = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Espacement max**

$$e \leq \min (3h; 20 \text{ cm}) = \min(39; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

**Donc :**

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

• **Ferraillage en travée**

➤ **ELU**

$$M_u = 4.56 \text{ T.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{4.56 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 19.83} = 0.167$$

**C'est ainsi que :**

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}}{0.8} = 0.229$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.229 = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.46 \times 10^4}{0.908 \times 11.7 \times 347.83} = 12.069 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

$$M_{S \max} = 3.41 \text{ T.m}$$

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

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)} \right\} = 228.630 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.41 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 228.630} = 0.010$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}}{0.8} = 0.012$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.012 = 0.9952$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 11.7 \times 0.9952 = 11.64$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{3.41 \times 10^4}{11.64 \times 228.63} = 12.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Alors :**

On opte pour le **6HA14** (9,24cm<sup>2</sup>).

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right) b \times d \quad , \quad A_{min} \geq A_{min} \geq \left( 0.23 \times \frac{2.7}{400} \right) 100 \times 11.7$$

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

$$A = \max (A_s, A_u) = 12.32 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes**

- **Béton**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,386 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 * 1,386 \times 11,7 = 32,43$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,386 + \sqrt{1,386^2 + 32,43} = 4,47$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 4,47^3}{3} + 15 [9,24 (11,7 - 4,98)^2] = 9236,108 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{3,41}{9236,108} \times 4,47 = 0,001 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c_j} = 21 \text{ MPa}$$

**Donc :**

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

- **Acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{3,41}{9171,952} \times (11,7 - 4,98) = 0,037 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont préjudiciables, on a ;

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1,6 \times 2,7)^{\frac{1}{2}} \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

**Donc :**

$$\sigma_s = 0,359 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 228,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement max**

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

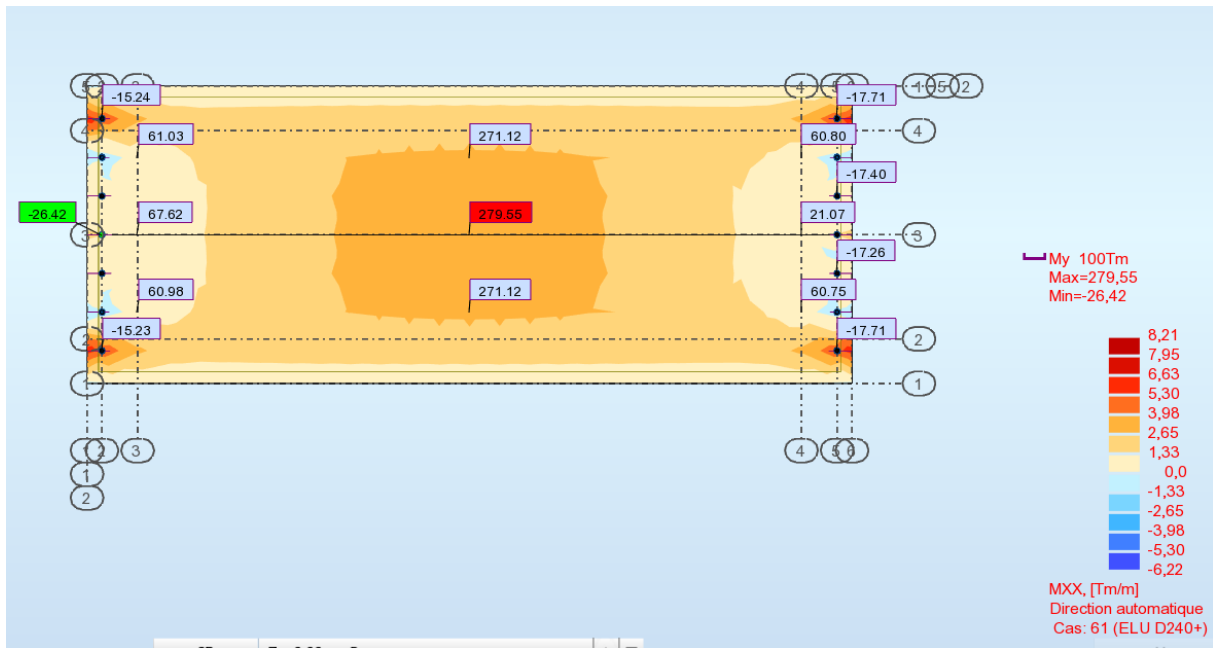
**Donc :**

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

## VII.2.2 Ferrailage Longitudinal

- **Ferrailage aux appuis**

➤ ELU



FigureV.3 : Diagramme du moment maximal MXX a l'E.L.U.

$$M_{u \max} = 8.21 \text{ T.m}$$

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

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

$$\mu_u = \frac{6.22 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 19.83} = 0.229$$

C'est ainsi que :

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

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}}{0.8} = 0.329$$

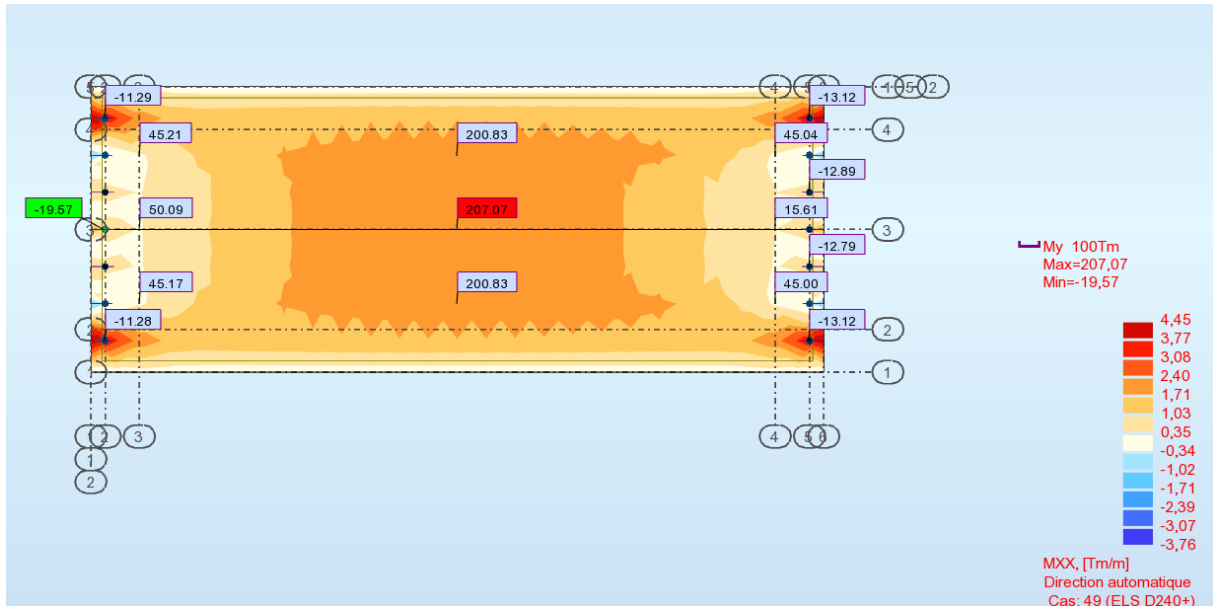
$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.329 = 0.868$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 11.7 \times 0.868 = 10.15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{S.max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{6.22 \times 10^4}{10.15 \times 347.83} = 17.61 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S



FigureV.4 : Diagramme du moment maximal MXX a l'E.L.S.

$$M_{S\ max} = 3.76\ T.m$$

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

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.7)} \right\} = 228.63\ MPa$$

$$\mu_s = \frac{3.76 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 228.63} = 0.140$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140}}{0.8} = 0.189$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.189 = 0.924$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 11.7 \times 0.924 = 10.81$$

$$A_s = \frac{M_{S\ max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.76 \times 10^4}{10.81 \times 228.63} = 15.21\ cm^2/ml$$

Donc :

On opte pour le **5HA20** (15.71 cm<sup>2</sup>).

VII.2.2.2 Ferrailage en travée

➤ ELU

$$M_{u \max} = 6.22 \text{ T.m}$$

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

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

$$\mu_u = \frac{6.22 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 19.83} = 0.229$$

C'est ainsi que :

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

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}}{0.8} = 0.329$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.329 = 0.868$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 11.7 \times 0.868 = 10.15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{6.22 \times 10^4}{10.15 \times 347.83} = 17.61 \text{ cm}^2$$

### ➤ ELS

$$M_{S \max} = 3.76 \text{ T.m}$$

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

Les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.34 \times 10^4}{100 \times 11.7^2 \times 228.63} = 0.013$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}}{0.8} = 0.016$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.993$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 11.7 \times 0.993 = 11.61$$

$$A_s = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.76 \times 10^4}{11.61 \times 228.363} = 14.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc :

On opte pour le **5HA20** (15.71cm<sup>2</sup>).

- **Condition de non fragilité**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.7$$

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

$$A = \max(A_s, A_u) = 15.71 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.1 : Récapitulatif de ferrailage

Sens transversal		Sens longitudinal	
Nappe inferieure	Nappe supérieure	Nappe inferieure	Nappe supérieure
<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA20</b>	<b>5HA20</b>

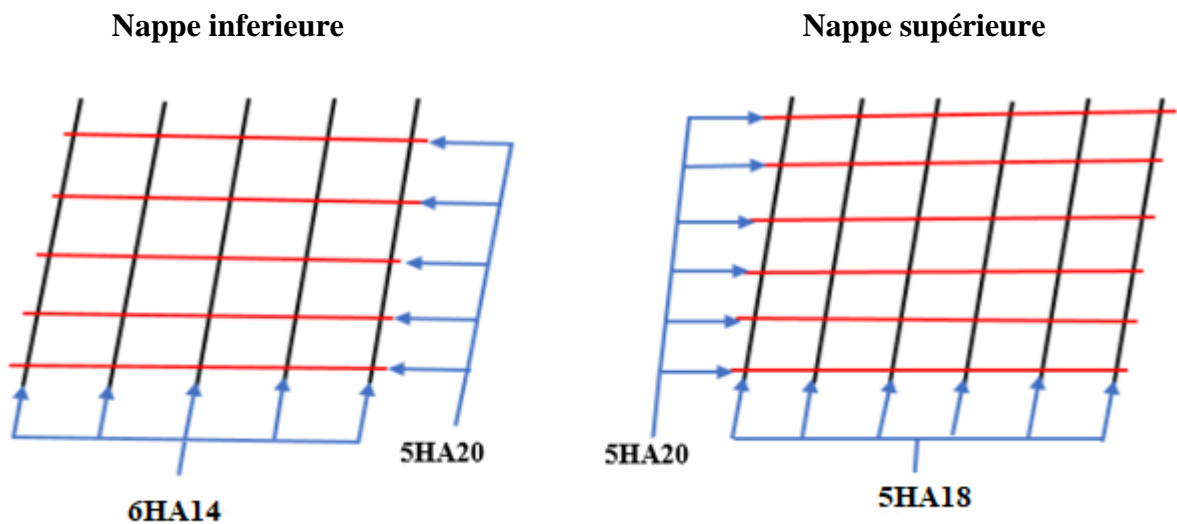


Figure V.5 : Schéma du ferrailage de dalle

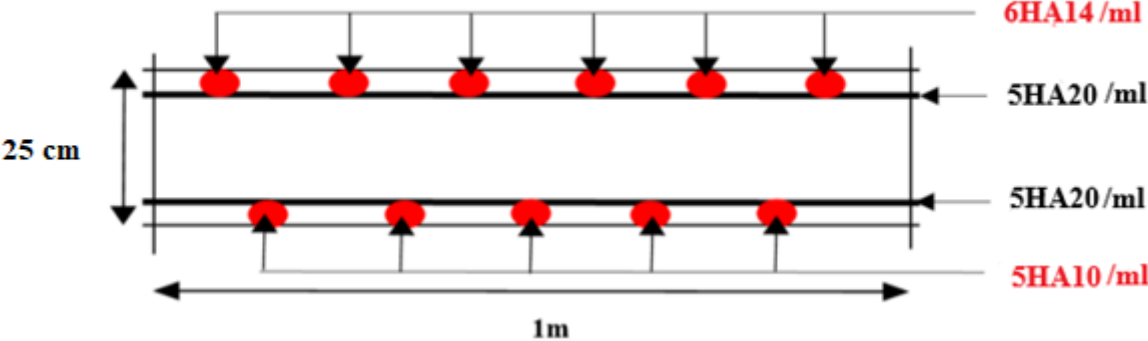


Figure V.6 : Ferrailage dans le sens transversal

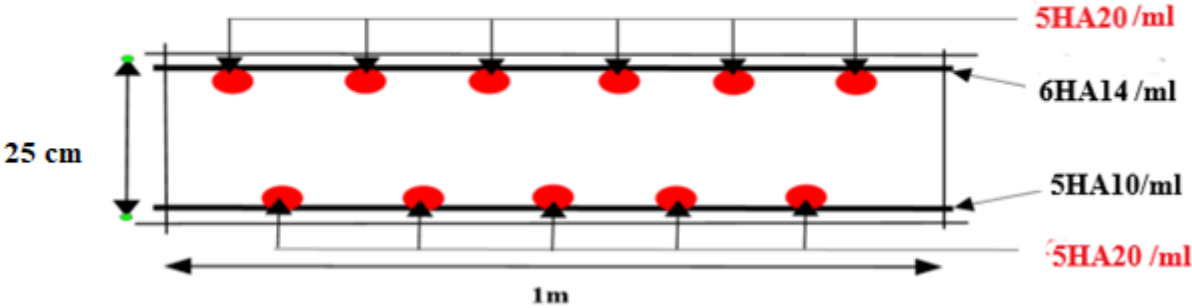


Figure V.7 : Ferrailage dans le sens longitudinal

## Chapitre VI : Etude de la précontrainte

## VI.1 Définition

D'après Eugène Freyssinet, l'inventeur de la précontrainte en 1928, "Pré contraindre une section consiste à appliquer, avant l'application des charges, des forces additionnelles générant des contraintes telles que leurs composantes, combinées avec celles provenant des charges, produisent en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que le matériau peut supporter indéfiniment sans altération." Cette technique consiste à tendre les aciers constituant les armatures du béton (comme des ressorts), ce qui comprime le béton au repos. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton tend à se décompresser sans se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontrainte :

- Précontrainte par post-tension
- Précontrainte par pré-tension

Dans notre cas, nous utilisons la précontrainte par post-tension.

- **Précontrainte par post-tension**

La précontrainte par post-tension permet de maximiser les propriétés mécaniques du béton et de l'acier tout en optimisant l'utilisation des matériaux. En ajustant les efforts, la courbure et l'espacement des câbles de précontrainte, cette technique réduit la quantité de matériaux nécessaires. Cela conduit à une empreinte environnementale optimisée pour l'ouvrage.

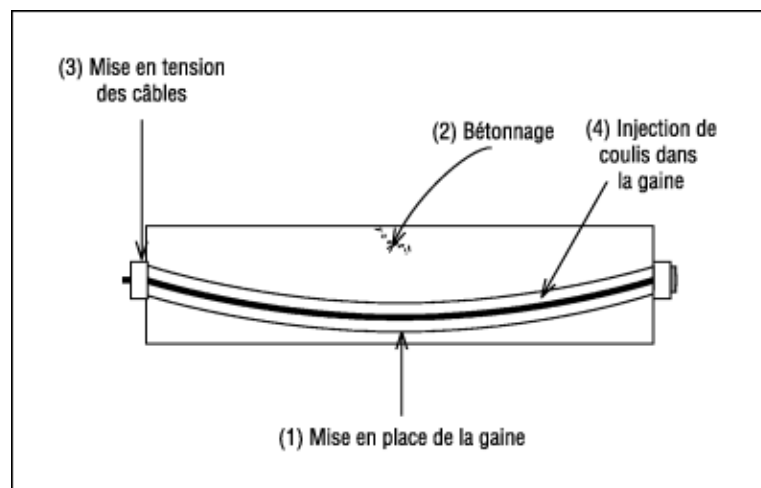


Figure VI.1 : Opération de post-tension

## VI.2 Etude de la précontrainte

L'étude de la précontrainte sera effectuée sur la poutre la plus sollicitée et à la section la plus critique.

### VI.2.1 Précontrainte minimale

La précontrainte minimale désigne le niveau de précontrainte le plus bas nécessaire pour garantir que la structure en béton armé fonctionne correctement et reste sécuritaire. Cela implique l'application d'une force suffisante pour maintenir le béton en compression, évitant ainsi toute traction qui pourrait entraîner des fissures ou des défaillances structurelles, même sous les charges maximales prévues.

Nous allons dimensionner la précontrainte dans la section la plus sollicitée, qu'elle soit sous critique ou sur critique. Il est nécessaire de déterminer une valeur de précontrainte minimale, notée "**Pmin**", qui doit être respectée en permanence tout au long de la durée de vie de l'ouvrage. Cette valeur est définie par la formule suivante :

$$\mathbf{Pmin = Max (P1,P2 )}$$

Avec :

P1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

#### ➤ Les moments développés dans la section médiane à l'ELU

$M_{max}$  : Moment maximale sous l'effet de D240 (En charge)

$$M_{max} = 279,55 \text{ t.m}$$

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

$$M_{min} = 94,17 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 279,55 - 94,17 = 185,38 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 185,38 \text{ t.m}$$

TABLEAU VI.1 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION NETTE (MEDIANE)

	<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>V(cm)</b>	<b>V'(cm)</b>	<b>ρ(%)</b>	<b>H(cm)</b>
<b>Poutre seule</b>	5400	10734536,37	59,44	70,56	47,40	130
<b>Poutre avec hourdi</b>	8650	29434603,71	59,66	95,34	59,82	155

➤ **Les contraintes limite**

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28}) = -(0.6 + 0.06 \times 35) = -2.7 \text{ Mpa (Dans la section d'enrobage)}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1,5f_{t28} = -(1.5 \times 2.7) = -4.05 \text{ Mpa (Hors la section d'enrobage)}$$

➤ **En sections sous critique**

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

Avec :

$$e_0 = \rho \times v - \frac{M_{\max} + \rho \times V \times B \times \overline{\sigma}_{ti}}{p}$$

➤ **En sections sous critique**

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \times V \times B \times \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \times V + V' - d'}$$

d : enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 13 \text{ cm avec } (h = 130 \text{ cm}).$$

➤ **Application**

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

$$\overline{\sigma}_{ti} = \overline{\sigma}_{ts} \text{ et } (V + V') = h^2$$

$$P_1 = \frac{185,38 \times 10^3}{0,53 \times 130} + \frac{4346}{130} \times (66,15 \times (-2,7 \times 10^{-1}) + 63,85 \times (-4,05 \times 10^{-1}))$$

$$P_1 = 1228,981 \text{ KN}$$

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

$$P_2 = \frac{279,55 \times 10^3 + 0,53 \times 66,15 \times 4346 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,53 \times 66,15 + 63,85 - 13}$$

$$P_2 = 2775,13 \text{ KN}$$

$$A_p = 1050 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{P_0}{P_1}$$

$$P_1 = 1228,981 \text{ KN} < P_2 = 2775,13 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = \text{Max} (P_1 = 1228,981 \text{ KN} ; P_2 = 2775,13 \text{ KN}).$$

L'excentricité  $e_0$

$$e_0 = -(V' - d') = -(59,43 - 13) = -46,43 \text{ cm}$$

### VI.2.2 Calcul du nombre de câble

Les câbles d'about doivent être tendus à 100 % avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de la précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0,68 \times P_0$$

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{2775,13}{0,68} = 4081,07 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_1} = \frac{4081,07}{2775,13}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 07T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

Diamètre normal du câble = 15,7 cm.

Diamètre extérieur de la gaine = 6,7 cm.

Section nominal du câble =  $139 \times 7 = 973 \text{ mm}^2$ .

$f_{prg} = 1714 \text{ Mpa}$

$$f_{peg} = 1428 \text{ Mpa}$$

$$E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa (Module d'élasticité de l'acier).}$$

$$\sigma_{P_0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1714 = 1371,2 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1500 = 1285,2 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{P_0} = 1285,2 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P_0} \times A = 1285,2 \times 1050 \times 10^{-3} = 1349,46 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_1} = \frac{4081,07}{2775,13} = 3,32$$

Soit  $n = 4$  câbles de 7T15

$$P_{\min} = 4 \times 1349,46 = 5397,4 \text{ KN}$$

### VI.2.3 Vérification des sections

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{Cl} \end{cases}$$

;

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{tl} \end{cases}$$

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

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

#### ➤ Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, les câbles d'about doivent être tendus à 50 % au 14<sup>e</sup> jour.

- **Contrainte limite**
- **En compression**

$$\overline{\sigma}_{Cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{Cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 17,94 \text{ Mpa}$$

- **En traction**

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5ft_{14} = -1.5 \times 2.394 = -3.592 \text{ Mpa} & \text{(Hors de la section d'enrobage)} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -ft_{14} = -2.394 & \text{(Dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } fc_{14} = fc_j = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ Mpa}$$

$$ft_{14} = 0.6 + 0.06fc_{14} = 2.394 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 6747,3 = 6342,462 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes en fibre supérieure**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(59,43 - 13) = -46,43 \text{ cm}$$

Lors de la mise en tension, la poutre est uniquement soumise à son poids propre  $G = 1.086$  t/ml

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.086 \times 25,7^2}{8} = 89,66 \text{ t.m} = 896,6 \text{ KN.m} = 897 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6342,462}{5400} + 6342,462 \times \frac{(-46,43) \times 59,43}{10734536,4} + 897 \times \frac{70,56 \times 10^2}{10734536,4} = -0.134 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = -0.134 \text{ Mpa} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes en fibre inférieure**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 17,94 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6342,462}{5400} - 6342,462 \times \frac{(-46,43) \times 59,43}{10734536,4} - 897 \times \frac{70,56 \times 10^2}{10734536,4} = 2.22 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 22,2 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 17,94 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas possible de placer tous les câbles à l'about, donc la mise en tension sera effectuée en deux groupes (Familles).

➤ **Détermination du nombre de câble à l'about**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17,94 \text{ Mpa}$$

$$P = 0,94P_{\min} = 0,94 \times 1349,46 \times n \text{ (n=nombre de câbles)}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0,94 \times 1349,46 \times n}{5400} + (0,94 \times 1349,46 \times n) \times \frac{(-46,43) \times 59,43}{10734536,4} + 897 \times \frac{70,56 \times 10^2}{10734536,4} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = (0,23n - 0,41n + 0,59) \times 10 \geq \overline{\sigma_{ts}} = 0,023 \text{ Mpa} \Rightarrow n \leq 3,12 \quad \dots\dots (1)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0,94 \times 1349,46 \times n}{4346} - (0,94 \times 1349,46 \times n) \times \frac{(-50,85) \times 63,85}{9734481,3} - 897 \times \frac{63,85 \times 10^2}{9734481,3} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17,94 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = (0,23n + 0,41n - 0,59) \times 10 \geq \overline{\sigma_{ts}} = 17,94 \text{ Mpa} \Rightarrow n \leq 3,12 \quad \dots\dots (2)$$

Après résolution des deux équations, on constate que l'on ne peut disposer que de trois câbles à l'about.

En conclusion, la mise en tension se fait en deux groupes de câbles : trois câbles à l'about et un câbles à l'extrados.

### VI.3 Tracé des câbles

#### VI.3.1 Positionnement

Nous avons à disposition trois câbles à l'about et deux câbles à l'extrados.

#### VI.3.2 Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » afin de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs. Ces derniers sont maximums et positifs au niveau de la section médiane de la poutre, et diminuent progressivement jusqu'à s'annuler vers les appuis. Pour contrebalancer efficacement les moments extérieurs, il est préférable de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif au niveau de la section médiane, et diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la première famille sont espacés régulièrement sur la section d'about afin d'assurer une précontrainte aussi centrée que possible et de minimiser les efforts de diffusion de la précontrainte. Leur angle de relevage varie entre 2° et 20°.
- Les câbles de la deuxième famille sont ancrés dans des encoches situées sur la fibre supérieure des poutres. Leur angle de relevage est important, environ 25°, ce qui permet de réduire efficacement l'effort tranchant tout en limitant la taille longitudinale des

encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

➤ **Câble d'about**

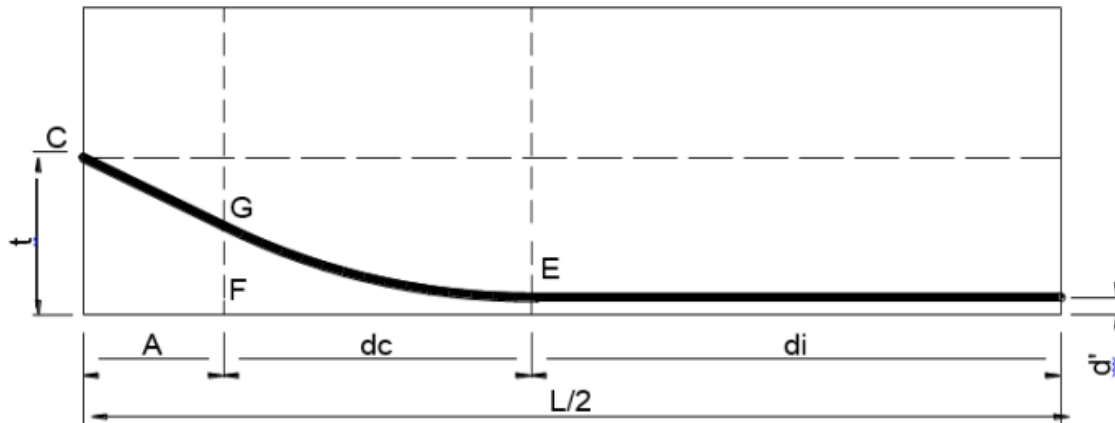


Figure VI.1 : Tracé d'un câble

E : Point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : Tronçon parabolique d'équation  $Y = a \cdot X^2$

GC : Tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de  $Y = a \cdot X^2$  pour  $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \times dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

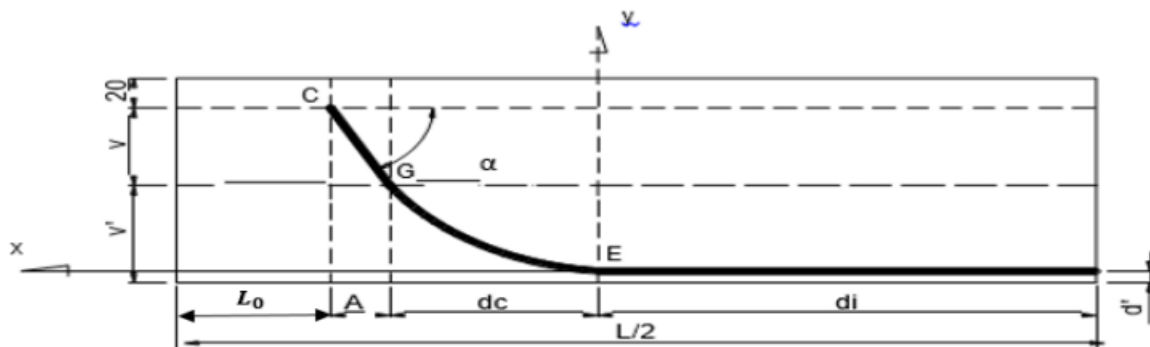


Figure VI.2 : Tracé du câble émergeant

EG : Tronçon parabolique d'équation  $Y = a \cdot X^2$

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = \frac{25,7}{4} = 6,42 \text{ m}$$

Pour  $X = dc$

$$Y = a \cdot dc^2 \dots\dots\dots (1)$$

$$Y = V' - d' \dots\dots\dots (2)$$

$$Y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \dots\dots\dots (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot Y}{\tan \alpha} \dots\dots\dots (4)$$

On remplace (2) dans (4) :

$$dc = \frac{2 \cdot (V' - d')}{\tan \alpha} \dots\dots\dots (5)$$

**VI.3.3 Application au projet**

➤ **Câbles d'about (aux appuis)**

Les câbles seront disposés de manière à aligner la résultante des forces de précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule rangée d'ancrage à l'about, composée de trois câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension est de 1349,46 kN.

L'enrobage minimal est fixé à :  $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$$

$$\sum M_{\text{Fibre inf}} = R \cdot V = P_1 \cdot d + P_2 \cdot (a' + d) + P_3(2a' + d)$$

$$V' = a' + d$$

$$a' = V' - d = 59.43 - 34.2 = 25,05 \text{ cm}$$

$$v - a' = 70.56 - 25.23 = 45,33 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

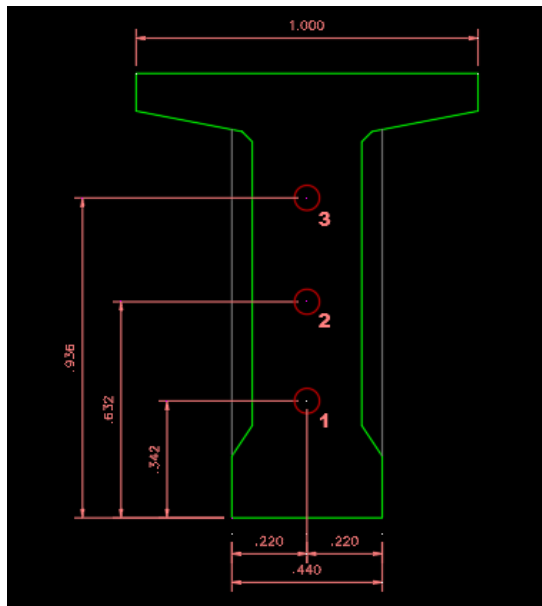


Figure VI.3 : Disposition des câbles de précontrainte

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 6^\circ \quad \alpha_2 = 12^\circ \quad \alpha_3 = 18^\circ$$

Exemple de calcul

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 6} (0.34 - \tan 6 - 0.15) = 1,615 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 6}{2 \cdot 2,34} = 0.033$$

Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha} = dc = \frac{2 \cdot (59.43 - 21)}{\tan 25} = 247,24 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 1.4} = 0,09$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

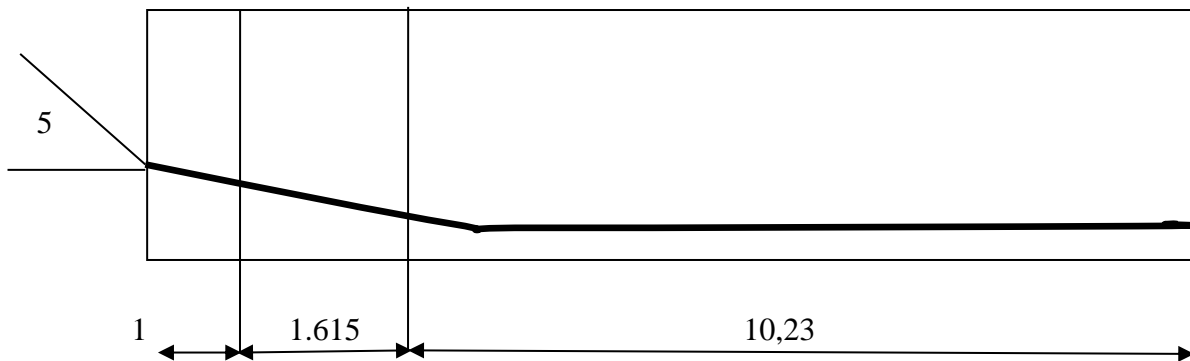
Tableau VI.2 : Paramètre de calcul de la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> famille de câbles

	N° câbles	a(°)	tan α	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1 <sup>ère</sup> famille	1	6	0,105	0,34	0,15	1,615	0,033
	2	12	0,213	0,632	0,15	2,535	0,042
	3	18	0,325	0,936	0,15	2,838	0,057
2 <sup>ème</sup> famille	4	25	0,466	1,3	0,21	2,4	0,097

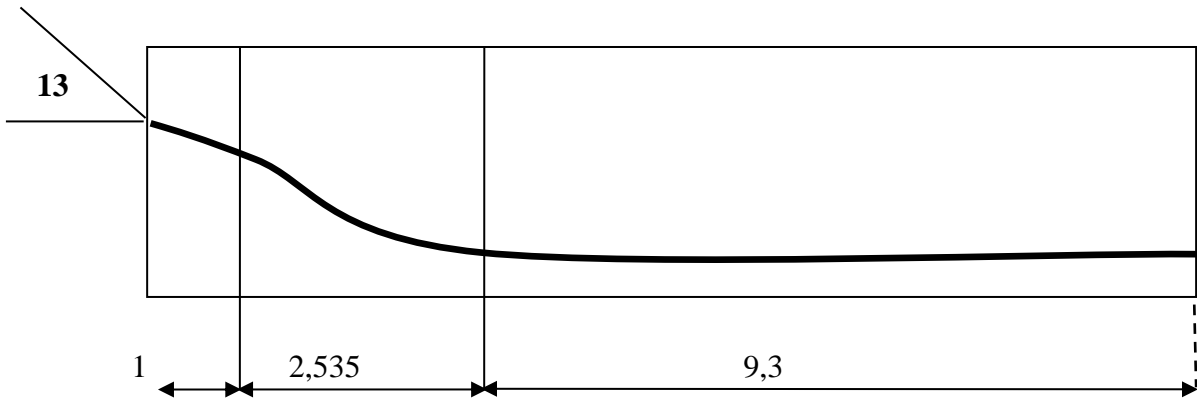
Pour la 2<sup>ème</sup> famille  $b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{70.56}{\tan 25} = 1,51 \text{ m}$

### VI.3.4 Tracé des câbles

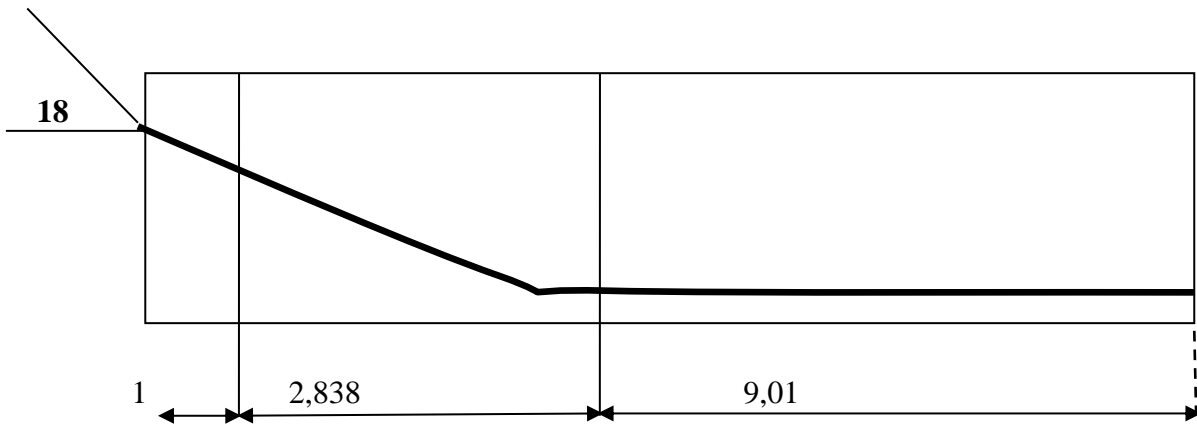
#### Câble N° 1



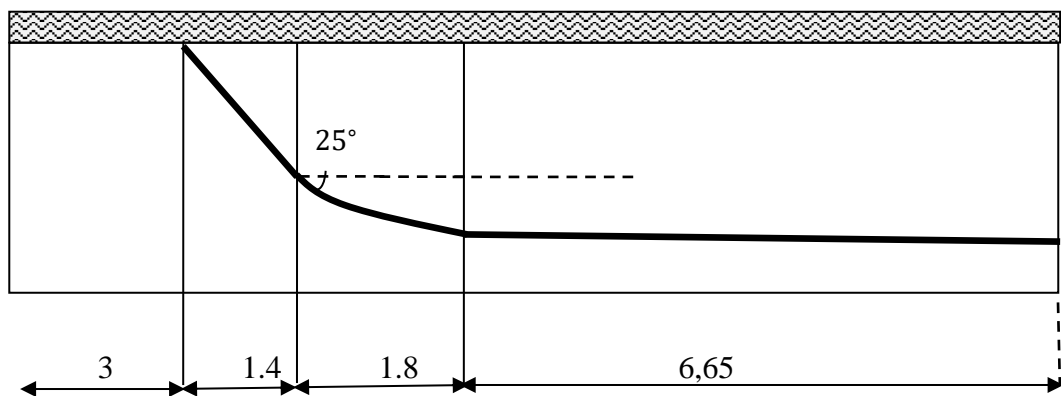
Câble N°2



Câble N°3



Câble N°4



➤ **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.

$$L_c = \frac{1}{4a} \times \left[ \ln \left( 2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \text{ Pour les câbles de 1ère famille}$$

$$L_r = \frac{A}{\cos \alpha} \text{ Pour les câbles de 2ème famille}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 6} = 1,51 \text{ pour les câbles de 1ère famille} \right.$$

$$L_r = \left\{ \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1,41}{\cos 25} = 1,55 \text{ pour les câbles de 1ère famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0,033} \times \left[ \ln \left( 2 \times 0,033 \times 1,615 + \sqrt{1 + (2 \times 0,033 \times 1,615)^2} \right) + 2 \times 0,033 \times 1,615 \sqrt{1 + (2 \times 0,033 \times 1,615)^2} \right] = 1,61 \text{ m}$$

**Tableau VI.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles**

N° Câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt x 2
1	1,51	1,61	10,23	13,35	26,70
2	1,53	2,55	9,3	13,38	26,77
3	1,58	2,74	9,1	13,42	26,83
4	1,51	1,86	8,05	11,42	22,84

**VI.3.5 Câble moyen fictif**

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance

et du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure. La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- Section d'about :  $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- Section à  $X_m$  de l'appui :  $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$  avec  $X_i = dc + 1 - (X)$

Remarque :

A la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul :

➤ **Section d'appui** : 3 câbles

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.34$  m

Câble n° (2) :  $t_2 = 0.63$  m

Câble n° (3) :  $t_3 = 0.94$  m

➤ **Position du câble moyen à l'about** :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0,34 + 0,63 + 0,94}{3} = 0,636 \text{ m}$$

➤ **Section à 1m de l'appui** :

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = dc + 1 - (X)$$

Câble n° (1) :  $t_1 = 0.23$  m

Câble n° (2) :  $t_2 = 0.41$  m

Câble n° (3) :  $t_3 = 0.609$  m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0,23 + 0,41 + 0,609}{3} = 0,416 \text{ m}$$

Tableau VI.4 : Câble moyen fictif

Section d'about			Section à 1 m de l'about		
Câble	$T_i$	$t_{moy}$	Câble	$T_i$	$t_{moy}$
1	0,34	0,636	1	0,23	0,416
2	0,63		2	0,41	
3	0,94		3	0,609	

Section à 3 m de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant		
Câble	$t_i$	$t_{moy}$	Câble	$t_i$	$t_{moy}$
1	0,154	0,169	1	0,154	0,452
2	0,164		2	0,164	
3	0,19		3	0,19	
		4	1,3		

**VI.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 : 
$$\begin{cases} N = \sum p_i \cdot \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \\ V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \end{cases}$$



**Figure VI.5 : Composantes de la force de la précontrainte**

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 ( $Z_i = t_i$ ).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

$$\text{Avec : } N = P \sum \cos \alpha_i$$

➤ **Section d'about (poutre seul)**

**Tableau VI.5 : Composantes de la précontrainte à l'about (Poutre seule)**

N° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$Z_i$ (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	$Z_i^2$ (m <sup>2</sup> )
1	6	0,085	0,995	0,34	0,338	0,114
2	12	0,266	0,978	0,63	0,618	0,382
3	18	0,445	0,951	0,94	0,890	0,792
$\Sigma$	/	/	2,924	1,91	1,847	1,289

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1,847}{2,924} = 0,6316 \text{ m}$$

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.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \text{ Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 6 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe ( $\Delta$ ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^4}{4} \cdot \sum Z_i^2 n : \text{Nombme de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 0,06^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0,06^2}{4} \cdot 1,289 = 364462,155 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6^2}{4} = 28,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 28,26 = 3 \times 28,26 = 84,78 \text{ cm}^2$$

$$s_{\Delta} = Z \times B = 63,16 \times 84,78 = 5354,7048 \text{ cm}^3$$

Tableau VI.6 : Caractéristique 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	5400		320928	29807644
Gaines	84,78	63,16	5354,7048	74179,36
Section nette	5315,22		315573,295	29733464,6

V'(cm)	V(cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
59,37	70,63	10997362,5	49,3	3,79

$$V' = \frac{s_{\Delta}}{B} = \frac{315573,2952}{5315,22} = 59.37\text{cm}$$

$$V = h - V' = 70.63\text{cm}$$

$$I_g = I_{\Delta} - \frac{s_{\Delta}^2}{B} = 29733464,6 - \frac{315573,2952^2}{5315,22} = 10997362,5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_g}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{10997362,5}{5315,22 \cdot 70,63 \cdot 59,37} = 49,3\%$$

$$e_p = Z - V' = 63,16 - 70,63 = 3,79 \text{ cm}$$

➤ **Section d'about (poutre + hourdis)**

On suit la même méthode que précédemment, les tableaux ci-dessous présentent un résumé des valeurs calculées.

Tableau VI.7 : Caractéristique 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	8650	63,16	824678	108058164,8
Gaines	84,78		5354,7048	74179,36
Section nette	8565,2		819323,2952	107983985,4

V'(cm)	V(cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
95,66	59,34	29609789,62	60,9	-32,50

$$V' = \frac{s_{\Delta}}{B} = \frac{819323,2952}{8565,2} = 95,66\text{cm}$$

$$V = h - V' = 59,34\text{cm}$$

$$I_g = I_{\Delta} - \frac{s_{\Delta}^2}{B} = 107983985,4 - \frac{819323,2952^2}{8565,2} = 29609789,62\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_g}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{29609789,62}{8565,2 \cdot 59,34 \cdot 95,66} = 60,9\%$$

$e_p = Z - V' = 63,16 - 95,66 = -32,50 \text{ cm}$  Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau VI.8 : Caractéristique de la section d'about + hourdis**

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B(cm <sup>2</sup> )	5315,22	8565,2	5315,22	8565,2
V'(cm)	59,37	95,66	59,12	95,5
V(cm)	70,63	59,34	70,88	54,5
I <sub>G</sub> (cm <sup>2</sup> )	10997362,5	29609789,62	11155482,94	29865061,29
ρ(%)	49,3	60,9	50,08	66,9
e <sub>p</sub> (cm)	3,79	-32,50	19,78	-16,6

**Tableau VI.9 : Caractéristique de la section d'about + hourdis**

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> )	4261,22	7511,22	4261,22	7511,22
V'(cm)	63,55	103,12	63,55	103,12
V(cm)	67,14	51,88	67,14	51,88
I <sub>G</sub> (cm <sup>2</sup> )	10166321,98	25759024,6	10166321,98	25759024,6
ρ(%)	55,9	64,1%	55,9	64,1%
e <sub>p</sub> (cm)	-51,35	-90,92	-51,35	-90,92

### VI.5 Calcul des pertes tensions

En termes généraux, les pertes de précontrainte se réfèrent à toute disparité entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force exercée à un point spécifique de l'armature à un moment donné. Pour estimer correctement les valeurs initiales et finales de la

force précontrainte, il est nécessaire de tenir compte précisément de l'évolution des pertes de précontrainte. À cette fin, il est utile de classer les pertes en deux catégories distinctes.

➤ **Les pertes instantanées**

Les pertes de précontrainte surviennent pendant la mise en tension et sont attribuables à plusieurs facteurs, notamment :

- Frottements.
- Recul des enclaves.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

➤ **Les pertes différées**

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

### **VI.5.1 Pertes instantanées**

➤ **Perte par frottement**

Lorsque le câble est tendu, il entre en contact avec la gaine, provoquant ainsi un frottement qui diminue sa tension.

La tension à un point donné, situé à une abscisse  $x$  après la mise en tension, peut être décrite comme suit :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec

$\sigma_{p_0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{p_0} = 1285,2 \text{ Mpa}$

$f$  : 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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma P_0 - \sigma P_0 \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Tableau VI.10 : Perte par frottement

Section	A	$\sigma P_0$ Mpa	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	$\Delta\sigma\varphi(x)$
Câble 1	6	1285,2	0	0,00	1	26,51	6,42	40,088	12,85	55,99
Câble 2	12	1285,2	0	0,00	1	50,021	6,42	63,33	12,85	78,95
Câble 3	18	1285,2	0	0,00	1	73,086	6,42	86,15	12,85	101,47
Câble 4	25	1285,2					3,42	105,17	9,85	120,25
Valeur moy de 3 câbles				0,00		49,87		63,18		78,80
Valeur moy de 4 câbles								73,68		89,16

### ➤ Perte par recul d'ancrage

Les pertes de précontrainte se manifestent par le glissement des torons dans les clavettes, puis de ces dernières dans les plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. Lorsque le câble exerce une force de traction, il bloque les clavettes dans les ancrages grâce à un effet de coin. Ce glissement, également appelé tassement, peut varier de 1 à 12 mm en fonction de la puissance de l'ancrage et de la méthode de précontrainte utilisée. Le tassement des câbles entraîne un raccourcissement du câble, engendrant ainsi une perte de tension. Cette perte ne se produit que sur une distance spécifique, appelée longueur d'influence. Au-delà de cette distance, le raccourcissement est limité par les frottements entre les câbles et la gaine.

### ➤ Câble N°1

La tension à l'origine  $P_0 = \sigma_A = 1285,2$  Mpa

$$\sigma_i = \sigma p_0(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1285,2(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1282,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,10472 - 2 \times 10^{-3} \times 2.615) = 1254,057 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,10472 - 2 \times 10^{-3} \times 12,85) = 1227,75 \text{ Mpa}$$

$$g \cdot E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ Mpa} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1285,2 - 1282,62) \times \frac{1}{2} = 1,29 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_2 = (1282,62 - 1254,057) \times 1 = 28,56 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_3 = (1282,62 - 1254,057) \times \frac{1,615}{2} = 23,064 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_4 = (1254,25 - 1227,75) \times 2,615 = 69,29 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_5 = (1254,25 - 1227,75) \times \frac{10,23}{2} = 135,54 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 275,74 = 515,48 \text{ Mpa} \cdot \text{m}$$

$g \cdot E_p > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$g \cdot E_p = S + \Delta\sigma_M \times AD$$

$$\Delta\sigma_M = \frac{1140 - 515,48}{12,85} = 48,6 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_M = \mathbf{48,6 \text{ Mpa}}$$

On voit ci-après :

Le graphique représente la variation de la tension avant et après le blocage de l'ancrage dans le câble numéro 1.

➤ **Câble N°2 :**

La tension à l'origine  $P_0 = \sigma_A = 1285,2 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma p_0(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1285,2(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1282,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,209 - 2 \times 10^{-3} \times 3,53) = 1227,77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,2009 - 2 \times 10^{-3} \times 12,85) = 1203,8 \text{ Mpa}$$

$$g \cdot E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ Mpa} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1285,2 - 1282,62) \times \frac{1}{2} = 1,29 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_2 = (1282,62 - 1227,77) \times 1 = 54,83 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_3 = (1282,62 - 1227,77) \times \frac{2,53}{2} = 69,35 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_4 = (1227,77 - 1203,8) \times 3,53 = 84,6 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_5 = (1227,77 - 1203,8) \times \frac{9,3}{2} = 111,46 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 321,53 = 643,07 \text{ Mpa} \cdot \text{m}$$

$g \cdot E_p > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$\Delta\sigma_M = \frac{1140 - 643,07}{12,85} = 38,6 \text{ Mpa}$$

➤ **Câble N°3 :**

La tension à l'origine  $P_0 = \sigma_A = 1285,2 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma p_0(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1285,2(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1282,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,314 - 2 \times 10^{-3} \times 3,83) = 1202,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,314 - 2 \times 10^{-3} \times 12,85) = 1179,53 \text{ Mpa}$$

$$g \cdot E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ Mpa} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1285,2 - 1282,62) \times \frac{1}{2} = 1,29 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_2 = (1282,62 - 1202,75) \times 1 = 79,87 \text{ Mpa} \cdot \text{M}$$

$$S_3 = (1282,62 - 1202,75) \times \frac{2,83}{2} = 113,016 \text{ Mpa. M}$$

$$S_4 = (1202,75 - 1179,53) \times 3,83 = 88,93 \text{ Mpa. M}$$

$$S_5 = (1202,75 - 1179,53) \times \frac{9,01}{2} = 104,60 \text{ Mpa. M}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 387,7 = 775,41 \text{ Mpa. m}$$

*g. Ep > S* → il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$\Delta\sigma_M = \frac{1140 - 775,41}{12,85} = 28,37 \text{ Mpa}$$

➤ **Câble N°4 :**

La tension à l'origine  $P_0 = \sigma_A = 1285,2 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma p_0(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1285,2(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1282,62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \times 2,8) = 1177,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1285,2(1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \times 12,85) = 1151,3 \text{ Mpa}$$

$$g. E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ Mpa. m}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1285,2 - 1282,62) \times \frac{1}{2} = 1,29 \text{ Mpa. M}$$

$$S_2 = (1282,62 - 1177,14) \times 1,4 = 147,08 \text{ Mpa. M}$$

$$S_3 = (1282,62 - 1177,14) \times \frac{1,8}{2} = 94,91 \text{ Mpa. M}$$

$$S_4 = (1177,14 - 1151,3) \times \frac{6,65}{2} = 86,78 \text{ Mpa. M}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 330,06 = 660,12 \text{ Mpa. m}$$

*g. Ep > S* → il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_M$

$$\Delta\sigma_M = \frac{1140 - 660,12}{12,85} = 37,34 \text{ Mpa}$$

- **Perte par recul d'ancrage**

- **Câble N°1 :**

$$\Delta\sigma(x = 12,85 \text{ m}) = 48,6 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 6,42) = (1240,9 - 1227,75) \times 2 + 48,6 = 74,9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1282,6 - 1124,24) = 158,34 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1285,2 - 1121,85) = 163,35 \text{ MPa}$$

- **Câble N°2 :**

$$\Delta\sigma(x = 12,85 \text{ m}) = 38,6 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 6,42) = (1240,9 - 1203,8) \times 2 + 38,6 = 112,8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1282,6 - 1082,4) = 196,2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1285,2 - 1081) = 204,2 \text{ MPa}$$

- **Câble N°3 :**

$$\Delta\sigma(x = 12,85 \text{ m}) = 5,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 6,42) = (1240,9 - 1179,53) \times 2 + 5,39 = 128,13 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1282,6 - 1071,5) = 211,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0,00 \text{ m}) = (1285,2 - 1068,5) = 217,7 \text{ MPa}$$

- **Câble N°4:**

$$\Delta\sigma(x = 12,85 \text{ m}) = 37,34$$

$$\Delta\sigma(x = 6,42) = (1240,9 - 1151,3) \times 2 + 37,34 = 216,54 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage**

Section	0,00L	0,299L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	0,00	1	6,42	12,85
Câble 1	163,35	158,34	74,9	48,6

Câble 2	204,2	196,2	112,8	38,6
Câble 3	217,1	211,1	128,13	5,39
Câble 4	/	/	216,54	37,34
Valeur moyenne des 3 câbles	194,88	188,55	105,28	30,86
Valeur moyenne des 4 câbles	/	/	133,09	32,48

### ➤ Pertes par raccourcissement instantané du béton

L'application d'une contrainte sur le béton provoque une déformation instantanée de celui-ci. En conséquence, les armatures de précontrainte subissent également une déformation, entraînant une perte de tension. La mise en tension des câbles se fera en une seule phase :

- La première série (3 câbles) sera tendue au 14ème jour.
- La deuxième série (2 câbles) sera tendue au 14ème jour.

#### • La première famille de câbles

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne en raison de la non-simultanéité de la mise en tension. Cette perte est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}} ; \text{ Avec :}$$

$\Delta\sigma_{pi}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles.

$Eb_{ij}$  : Module instantané de déformation du béton.

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

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \cdot 1 + \left( 1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

$e_p$  : 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

$E_p$  : Module d'élasticité longitudinale de câble.

$I_G$  : Inertie de la poutre seule

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

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3Eb_{ij}} \cdot \frac{Mg \cdot ep}{I_G} + \frac{E_p}{3Eb_{ij}} \cdot \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

➤ **Exemple de calcul**

• **Section d'about**

$$B = 5315,22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{29.91} = 34145.34 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1050 \text{ mm}^2.$$

$$ep = 3.78$$

$$I_G = 10997362,5$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1,086 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} \times X - \frac{q \cdot X^2}{2}; \text{ pour } x = 0 \rightarrow M_g = 0 \text{ N.m}$$

$$\sigma_{pi}(0) = 0 + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 34147,24} \times \frac{3 \times 1050 \times (1285,2 - 0 - 194,88)}{5315,22 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5315,22 \times 3,78^2}{10997362,5}\right) = 12,07 \text{ MPa}$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton pour les différentes sections sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1<sup>ère</sup> famille)

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ (Mpa)	12,07	14,87	18,88

- **La 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 première famille se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{p_i}(x)$  : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \cdot ep}{I_G} + n \cdot Ap \cdot \frac{\sigma_{p_i}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$E_{b_{i(28)}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,93 \text{ Mpa}$$

$Mg(x)$  : Moment dû au poids (hourdis + entretoises).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{E_p}{3E_{b_{i28}}} \cdot \frac{Mg \cdot ep}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{b_{i28}}} \cdot \frac{n \cdot Ap \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

➤ **Exemple de calcul : section à  $x = 0.5L$**

Caractéristique géométrique de la section nette :

$$B = 4261,22 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_{bi(28)} = 11000\sqrt{35} = 35981.93 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1050 \text{ mm}^2$$

$$e_p = -51,35$$

$$I_G = 10166321,98$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1,086 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q \cdot x}{2} \times (L - X); \text{ Pour } x = 12,85$$

$$M_g = \frac{1,086 \times 12,85}{2} \times (25,7 - 12,85) = 89,66$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0,5L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,93} \times \frac{89,66 \times (-51,35) \times 10^4}{10166321,98} \times \frac{4 \times 1050 \times (1285,2 - 89,16 - 32,48)}{4261,22 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4261,22 \times (-51,35)^2}{10166321,98}\right) = 9,62$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton pour les différentes sections sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.13 : Pertes par la 1<sup>ère</sup> famille lors de la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille.**

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ (Mpa)	0	8,9	9,62

➤ **Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_{p_i}(x)$ »**

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \sigma_{p_i}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14 : Pertes instantanées totales a différentes sections (MPa)**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	0,00	1	12,85

Câble 1	175,42	129,86	123,47
Câble 2	216,27	191	136,43
Câble 3	229,17	229,15	125,74
Câble 4	/	336,58	167,21
Valeur moyenne des 3 câbles	206,95	183,34	128,55
Valeur moyenne des 4 câbles	/	/	138,21

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau VI.15 : Tension initiales probables « $\Delta\sigma_{pi}$  (MPa)»**

Section	0,00L	0,25L	0.5L
Abscisse (m)	0,00	1	12,85
Câble 1	1109,78	1155,34	1161,73
Câble 2	1068,93	1094,2	1148,77
Câble 3	1056,03	1056,05	1159,46
Câble 4	/	948,62	1117,99
Valeur moyenne des 3 câbles	1078,25	1101,86	1156,65
Valeur moyenne des 4 câbles	/	1063,553	1146,99

➤ **Pertes différées**

Indépendamment de tout chargement, l'évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton entraîne un raccourcissement par retrait. Cela provoque une détente des câbles de précontrainte et, par conséquent, une perte de tension, mesurée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

T : Age du béton à la mise en tension des câbles.

$\varepsilon_r$  : Le retrait final du béton tel que  $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}(\text{Nord Algérien}) \llcorner \text{B. P. E. L}$

91Art2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{5315,22}{461,3} = 11,5 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{4261,22}{471,1} = 9,04 \text{ cm}$$

- **Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille**

Section d'about :

$$r(j_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 11,5} = 0,11$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,11] \times 1,9 \times 10^5 = 50,73$$

Section intermédiaire :

$$r(j_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9,04} = 0,146$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,146] \times 1,9 \times 10^5 = 48,67$$

- **Perte dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille**

Section intermédiaire :

$$r(j_{28}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{18+9 \times 9,04} = 0,25$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.25] \times 1.9 \times 10^5 = 42,75$$

Tableau VI.16 : Valeur des pertes dues au retrait de béton

	$\Delta\sigma_r (Mpa)$	0,00L	0,25L	0,5L
La 1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	50,73	48,67	48,67
La 2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	42,75	42,75

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0.5L) est égale à :

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = \frac{48,67 \times 3 + 42,75 \times 1}{4} = 27,19$$

➤ **Perte due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »**

La relaxation de l'acier se traduit par une diminution de la tension à longueur constante. Pour les aciers à haute limite élastique utilisés dans le béton précontraint, cette relaxation n'apparaît que lorsque les contraintes dépassent 30 à 40 % de leur contrainte de rupture garantie. La relaxation dépend de la nature de l'acier et de son traitement, et on distingue deux types d'aciers :

- Aciers à relaxation normale (RN)
- Aciers à très basse relaxation (TBR)

Étant donné la faible différence de coût entre ces aciers, et l'économie réalisée grâce à une moindre perte de tension due à la relaxation, les aciers TBR sont généralement préférés. La perte de tension finale due à la relaxation peut être calculée à l'aide de la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{rp} = \frac{6}{100} \rho 1000 \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho 1000$  : Relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2,5%

$u_0$  : 0,43 pour les armatures de très basse relaxation

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension probable après toute perte instantanée

$f_{prg} = 1714 \text{ Mpa}$

$\sigma_{p0} = 1285,2$

- **Perte dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille**

- **Exemple de calcul**

- $\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho 1000 \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$

- $\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1078,25}{1714} - 0,43 \right) \cdot 1078,25 = 32,19$

**Tableau VI.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	6,42	12,85
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1078,25	1101,86	1156,65
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	32,19	35,18	42,47

**Tableau VI.18 : Pertes par relaxation 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	6,42	12,85
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1063,553	1146,99
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	30,39	41,15

- **Perte dues au fluage « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »**

Le béton subit un raccourcissement progressif, appelé « fluage », lorsqu’il est soumis à une contrainte de compression permanente. Les câbles étant ancrés dans le béton subissent également ce raccourcissement, ce qui entraîne une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour calculer ces pertes :

$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots \dots \dots (1)$  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.

- **Perte dans les câbles**

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ( $x = 0.5L$ ) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$G = 1,086 \text{ t/ml}$  (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1,086 \times 25,7}{8} = 89,66 \text{ t.m}$$

$B = 4261,22 \text{ cm}^2$

$I_G = 10166321,98$

$e_p = -51,35$

$E_p = 1.9 \times 10^5$

$AP = 1050 \text{ mm}^2$ .

$\sigma_{pi} = 1156,65$

$$\text{Donc : } \sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{89,66 \times 10^4 \times (-51,35)}{10166321,98} + 3 \times 1050 \times \frac{1156,65}{4261,22 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4261,22 \cdot (-51,35)^2}{10166321,98}\right)$$

$\sigma_M(0.5L) = 22,5 \text{ MPa}$

D'après le B.P.E.L 91, [art3.3.24] la perte différée totale «  $\Delta d$  » est égale à :

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

$$\Delta\sigma_d = 48,67 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}42,47$$

$$\Delta\sigma_d = 84,06 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

$\Delta\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$  : tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2\sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)\right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2\sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)\right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 22,5 - 3 \times 1050 \times \frac{84,06 + \Delta\sigma_{fl}}{4261,22 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4261,22 \times (-51,35)^2}{10166321,98}\right)\right] \frac{1,9 \times 10^5}{34145,34} = 37,7 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

➤ **Remarque : pour (x=0.25L)**

$$M_g = \frac{3GL^2}{32} = \frac{3 \times 1,086 \times 25,7^2}{32} = 67,24 \text{ t.m}$$

Tableau VI.19 : : Pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ » 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	6,42	12,85
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	75,49 + $\Delta\sigma_{fl}$	77,98 + $\Delta\sigma_{fl}$	84,06 + $\Delta\sigma_{fl}$
	$M_g$ (t.m)	0,00	67,24	89,66
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1078,25	1101,86	1156,65
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	21,2	21,6	22,5
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	16,7	38,2	37,7

- **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.

$$G = 1,086 + 0,75 = 1,836$$

**Tableau VI.20 : Pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ » 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	6,42	12,85
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	68,075 + $\Delta\sigma_{fl}$	77,04 + $\Delta\sigma_{fl}$
	$M_g$ (t.m)	0	113,68	151,5
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1063,553	1146,99
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	8,5	10,15
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	15,6	19,5

- **Perte différés totales**

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

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

- **Remarque**

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x, t) = i(x). \Delta\sigma_d(x).$$

**Tableau VI.21 : Pertes différés totales « $\Delta\sigma_d$ » dans les différentes sections**

	Section	0,00L	0.25L	0,5L
	Abscisse	0,00L	6,42	12,85

Câbles de la 1 <sup>ère</sup> Famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	50,73	48,67	48,67
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	32,19	35,18	42,47
	$\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	16,7	38,2	37,7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	<b>99,62</b>	<b>122,05</b>	<b>128,84</b>
Câbles de la 2 <sup>ème</sup> Famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	42,75	42,75
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	30,39	41,15
	$\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	15,6	19,5
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	<b>88,74</b>	<b>103,4</b>

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n1 \times \Delta\sigma_{diff} + n2 \times \Delta\sigma_{diff}}{n1 + n2}$$

Avec :

n1 : nombre de câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.

n2 : nombre de câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

$\sigma_{diff}$  : moyenne de pertes différés dans les différentes sections.

**Tableau VI.22 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections**

Section	0,00L	0.25L	0,5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	<b>99,62</b>	<b>113,72</b>	<b>122,48</b>

### VI.6 Tension finale probable

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1285,2$$

Tableau VI.23 : Pertes différés totales « $\Delta\sigma_d$ » dans les différentes sections

Section	0,00L	0.25L	0,5L
Abscisse	0,00	6,42	12,85
$\sigma_{pi\ moy}$ (Mpa)	1078,25	1101,86	1156,65
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	99,62	113,72	122,48
$\sigma_{p\infty}$ (Mpa)	978,63	988,14	1034,17
% de perte	24,9	23,2	19,6
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier

### Conclusion

Nous observons que les pertes totales varient entre 19,6% et 24,9% de  $\sigma_{P_0}$ , ce qui est inférieur à la valeur de 32 % de  $\sigma_{P_0}$  prise en compte lors du calcul de  $P_0$ .

## CHAPITRE VII : Etude de la culée

### VII.1 Introduction

Les culées, qui sont les appuis extrêmes du pont, peuvent être réalisées sous forme de culées massives remblayées avec un mur de front apparent, situées au pied du talus. Cette conception est particulièrement utilisée lorsqu'il est nécessaire de limiter la longueur du tablier. Les murs latéraux associés peuvent être des murs en aile ou des murs en retour.

Les culées ont un double rôle :

- Assurer l'appui du tablier.
- Soutenir les terres.

On distingue plusieurs types de culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées) ou pile-culée.
- Culées enterrées.
- Culées creuses.

Nous avons opté pour les culées remblayées.

- **La fonction mécanique**

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux du tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête, afin de ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

- **Fonction technique**

La fonction technique d'une culée se caractérise par les aspects suivants :

- Elle permet l'accès à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle peut être associée à une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation traverse l'intérieur de l'ouvrage.

En raison des données géotechniques du site, l'entreprise a opté pour une culée remblayée, qui comprend les éléments constructifs suivants :

➤ **Mur garde-grève**

Ce mur sépare physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.

➤ **Dalle de transition**

Elle est conçue pour atténuer les effets des dénivellations entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art, assurant ainsi le confort des usagers.

➤ **Sommet d'appuis**

Il supporte l'about du tablier et, dans le cas d'une culée remblayée, est intégré au mur de front. Sa surface doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour remplacer les appareils d'appui si nécessaire ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui.
- L'évacuation des eaux au moins pendant la phase de construction du tablier, avec une pente minimale de 2%.

➤ **Mur en retour**

Ce mur retient latéralement les terres en tête de la culée et est lié au mur garde-grève. Il joue également un rôle architectural en permettant la fixation de la corniche au-delà du tablier.

- Un dispositif de drainage qui évacue les eaux qui s'infiltrent par les joints de chaussée.
- La dalle de transition qui limite les déformations de la chaussée dues aux tassements éventuellement des remblais derrière la culée.

➤ **Corbeau arrière**

Il supporte la dalle de transition.

➤ **Corbeau avant**

Il sert de support pour le tablier.

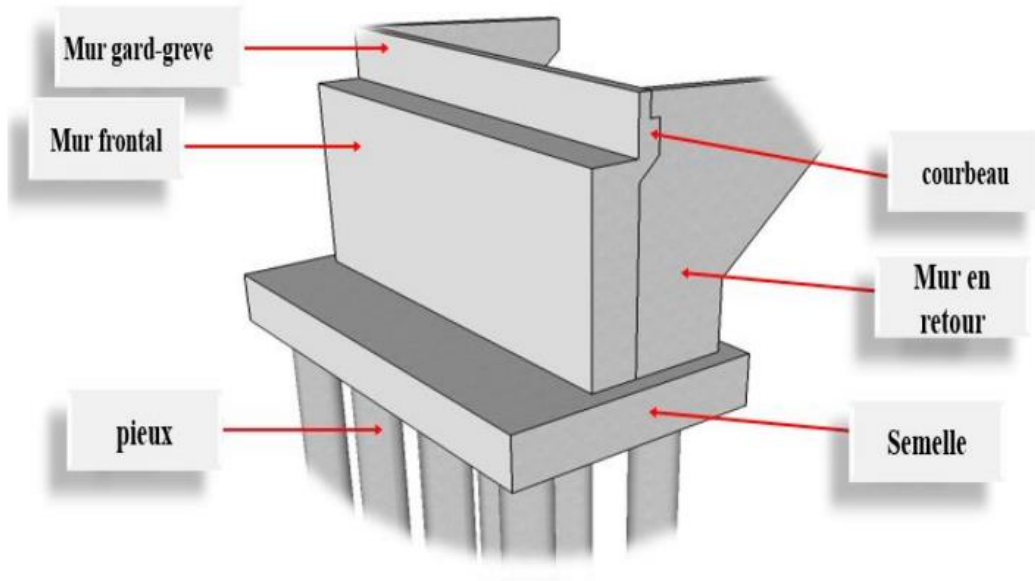


Figure VII.1 : Présentation des éléments de la culée

VII.2 Pré dimensionnement de la culée

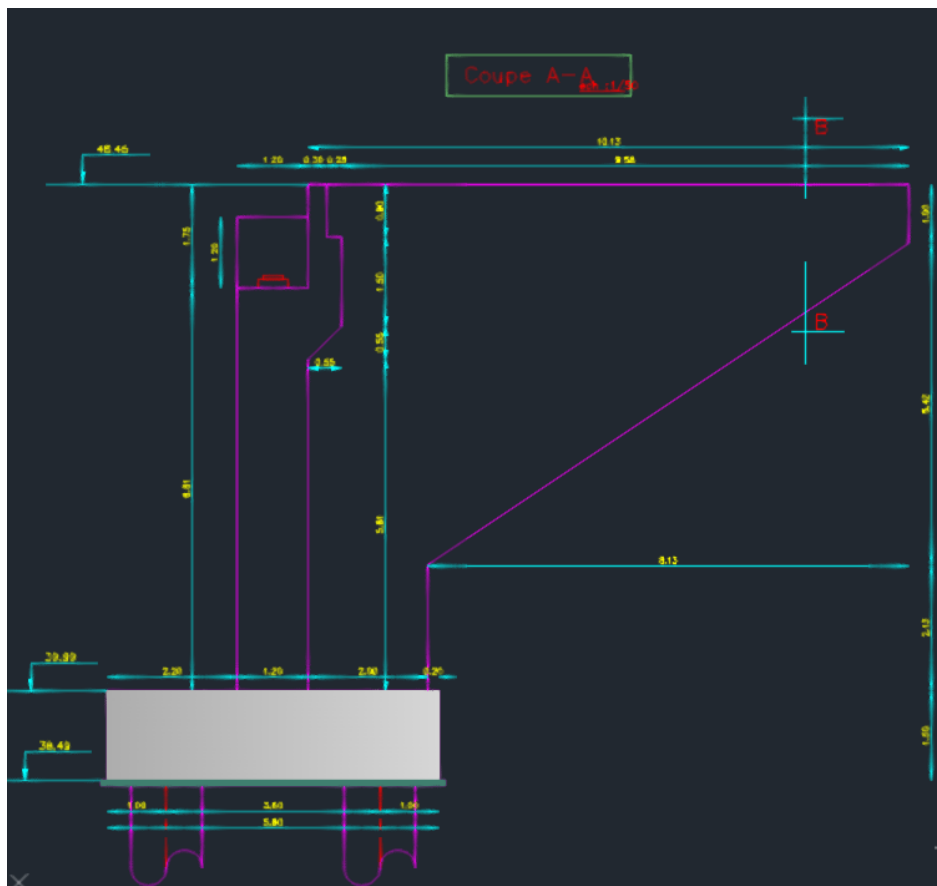


Figure VII.2 : Dimensionnement de la culée

➤ **Mur de garde grève**

La hauteur du mur garde-grève  $h = 1,75$  m

L'épaisseur du mur  $e = 0,30$  m

La longueur du mur garde grève  $L = 10,00$  m

➤ **Dalle de transition**

La longueur de la dalle  $L = \min(6\text{m}; \max(3\text{m}; 0.6H)) = \min(6\text{m}; \max(3\text{m}; 0.6 \times 11.0.3))$

$L = 6\text{m}$

L'épaisseur de la dalle de transition  $e = 0,30$  m

La largeur de la dalle  $L_r = 8,58$  m

➤ **Semelle**

L'épaisseur de la semelle  $e = 1.50$  m

Longueur de la semelle  $L = 10,00$  m

La largeur de la semelle  $L_r = 5,60$  m

➤ **Mur en retour**

• **Rectangle 1**

L'épaisseur de Rectangle  $e = 0,50$  m

La longueur de Rectangle  $L = 3,20$  m

La hauteur de Rectangle  $h = 7,55$  m

• **Rectangle 2**

L'épaisseur de Rectangle  $e = 0,50$  m

La longueur de Rectangle  $L = 9,58$  m

La hauteur de Rectangle  $h = 0,90$  m

- **Triangle**

L'épaisseur de Triangle  $e=0,50$  m

La hauteur de Triangle  $h = 4,62$  m

La base de Triangle  $b = 6,38$  m

- **Mur de front**

L'épaisseur de mur frontale  $e = 1,20$  m

La longueur de mur frontal  $L = 10,00$  m

La hauteur de mur frontal  $h= 6,81$  m

- **Corbeau**

La largeur de corbeau =longueur du mur garde grève- 2(épaisseurs du mur en retour)

$L=10- (2\times 0,50) = 9,00$  m

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2,05m, une petite base de 1,5m et une hauteur de 0,60m

### VII.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos(\alpha + \beta)} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi =$  : Angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$  : Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$  : angle entre la direction du séisme et la verticale.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPOA) on a :

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

Tableau VII.1 : Dimensionnement de la culée

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau VII.2 : Coefficients d'accélération selon la zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (zone IIa) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$\varepsilon_h = 0.20$  Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_v = 0.06$  Coefficient sismique verticale

Tableau VII.3 : Coefficient de poussées

Action de séisme	$\varepsilon_h$	$\varepsilon_v$	k	$\theta$	$\lambda_{ah}$
Condition normale	0	0	1	0	0.333

Condition sismique	0.20	0.06	1.048	10.684	0.455
	0.20	0.06	0.989	12.011	0.491

#### VII.4 Détermination des différents cas de charge

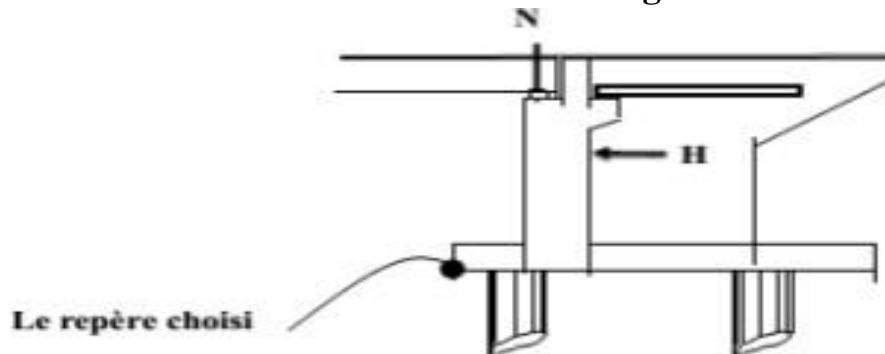


Figure VII.2 : Choix de repère

Les moments dus aux différentes charges sollicitant le pont sont données par le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres

Désignation	N(t)	H(t)	zv	zH	Mr	Ms
Poids du tablier	221,30		9,82			2173,17
Mur garde grève	13,13		8,88			116,59
Mur de front	308,00		4,90			1509,20
Mur en retour 1	30,20		5,27			159,15
Mur en retour 2	10,09		9,55			96,36
Mur en retour 3	18,42		6,74			124,15
Corbeau	22,97		4,90			112,55
Poids des trottoirs	33,51		9,82			329,07
Poids de DT	38,61		9,20			355,21
Semelle	270,00		5,30			1431,00
Poids des terres	171,90		4,50			773,55
La poussée des terres	/	135,13		4,50	608,09	
Freinage du Bc	/	22,00		9,82	216,04	
Totale	1138,13	157,13			824,13	7180,01

- **Poussée due aux terres X**

$$p_s = \frac{1}{2} (k_a \times v \times \gamma)$$

$\gamma$  : densité du remblais.  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$K_a$  : coefficient des poussées.  $K_a = 0.333$

$V$  : le volume des poussées.

$$P = 1,2 \times \lambda a h \times y \times l \times h_p$$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

### VII.5 Vérification de la stabilité de la culée

➤ **Les valeurs des moments et les efforts globaux**

**N** : est l'effort normal vertical (en tonne)

**H** : est la force horizontale (en tonne)

**Z** : est le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O (en mètre)

**Ms** : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

**Mr** : le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

➤ **Vérification au glissement**

$$\frac{H}{N} = \frac{157,13}{1138,13} = 0.13 < 0.4 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification au renversement**

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{7180,01}{824,13} = 8.7 > 1.5 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$\frac{M}{N} = \left| \frac{\sum M_s - \sum M_r}{N} \right| = \frac{7180,01 - 824,13}{1138,13} = 5.5 > \frac{B}{6} = \frac{8}{6} = 1.34 \Rightarrow C.V$$

**Conclusion**

La stabilité de la culée est vérifiée au glissement, au renversement et au poinçonnement.

## VII.6 Etude des éléments de la culée

### VII.6.1 Dalle de transition

La dalle de transition a deux rôles : elle limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers.

➤ **Evaluation des efforts**

• **Charge permanentes**

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2,5 \times 0,30 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml} \Rightarrow$  avec 2.5 : *densité du béton*
- Poids du remblai sur la dalle :  $g_2 = 2 \times 1 \times 0,80 = 1,6 \text{ t/ml} \Rightarrow$  avec 2 : *densité du remblais*
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,07 = 0,154 \text{ t/ml}$
- Poids total:  $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 1,6 + 0,154 = 2,504 \text{ t/ml}$
- Surcharges : 1 t/m.

On utilise la combinaison d'action à L'ELU sachant que  $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$ .

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2.50 \times 8^2}{8} = 20 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1 \times 8^2}{8} = 8 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 1,35 \times 20 + 1,6 \times 8 = 39.8 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1,2M_Q = 20 + 1,2 \times 8 = 29.6 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage de la dalle de transition**

• **Ferraillage verticale**

Le ferraillage se fait à l'ELU selon les règles de BAEL99.

$$M_u = 39.8 \text{ t. m}$$

$$M_{ser} = 29.6 \text{ t. m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.8 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.35 < 0.39$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{0.15} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.35}}{0.8} = 0.56$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.56) = 0.209 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{39.8 \times 10^6}{20.9 \times 434 \times 10^2} = 54.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 54.74 \text{ cm}^2$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$A_s \Rightarrow [11\text{HA}25]$  pour une section  $[54.74 \text{ cm}^2]$ , pour un espacement de 10 cm

#### ➤ Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{400} = 3.44 \text{ cm}^2 < 54.74 \text{ cm}^2 ; \text{C.V}$$

#### • Les armatures de répartition

$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{54.74}{3} = 18.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On prend : **7.92 cm<sup>2</sup>**  $\Rightarrow$  **12HA14**, avec un espacement de 10 cm.

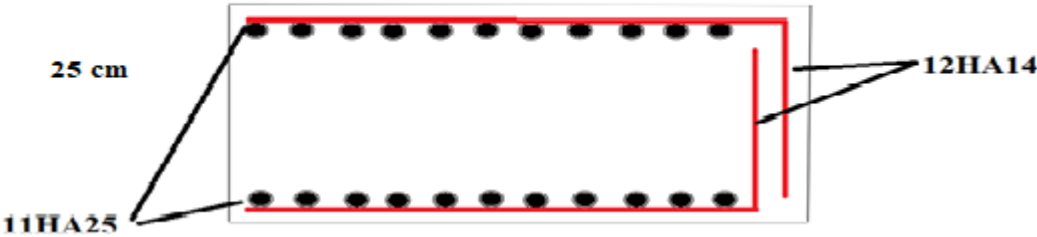


Figure VII. 1 : ferrailage de la dalle de transition

VII.6.2 Mure garde-grève

➤ **Evaluation des efforts**

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

• **Forces verticales**

- Du 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.

• **Poussée des terres**

Elle est donnée par la formule suivante :  $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \times l$  (Théorie de COULUMB)

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :  $M_t = p \frac{h}{3} = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec  $K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.34$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

$h = 1.75 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève

$\phi = 0^\circ$  : Angle de frottement interne du sol

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0.34 \times 1.8 \times 1.75^3 \times 1 = 0.55 \text{ t.ml}$$

$$\text{D'où : } M_t = 0.55 \text{ t.ml}$$

$$M_{tu} = 1,35 \times 0.55 = 0.74 \text{ t.ml}$$

$$M_{ts} = 1 \times 0.55 = 0.55 \text{ t.ml}$$

- **Poussée des charges locales**

D'après les documents du SETRA, la sollicitation la plus défavorable est engendrée par les camions de type BC, notamment par la poussée des charges locales. L'effort nominal est produit par les deux roues arrière, chacune pesant 6 tonnes, de deux camions stationnés de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève. Les charges réelles (deux roues de 6 tonnes distantes de 0,5 mètre) sont remplacées par une charge équivalente uniforme de 12 tonnes répartie sur un rectangle de 0,25 mètre par 0,75 mètre. Il est supposé que la pression sur ce rectangle d'impact se répartit à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment d'encastrement à la base du mur garde-grève est exprimé par la formule suivante :

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot bc$$

Avec :

$bc = 1.1$  (Coefficient de pondération du système Bc.

$\Delta = 1.077$  (Coefficient de majoration dynamique)

$\gamma$ : Coefficient de pondération ( $\gamma = 1,6$  à L'E.L.U,  $\gamma = 1,2$  à L'E.L.S)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.333 \times 1.6 \times 1.077 \times 1.1 = 0.631 \text{ L'E.L.U} \\ 0.333 \times 1.2 \times 1.077 \times 1.1 = 0.473 \text{ L'ELS} \end{array} \right.$$

D'après l'équation (I) :

$$M_p = \frac{12 \cdot k}{0,75 + 2H} [-x + (h + 0.25) \cdot \ln(0.25 + x)]_0^{2,03}$$

$$M_p = \begin{cases} 4.74 \text{ t.m L'ELU} \\ 3.55 \text{ T.M L'ELS} \end{cases}$$

- **Force de freinage**

On considère un essieu lourd en contact avec le mur garde-grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Ainsi, le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0,25 + 2H} \times \gamma = 2.82\gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.74 \text{ t.m} & \text{L'ELU} \\ 3.55 \text{ t.M} & \text{L'ELS} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_f) = 1.35(1.134) + 1.6(4.73 + 4.512) = 16.31 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2(M_p + M_f) = 0.84 + 1.2(3.55 + 3.38) = 9.15 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le moment maximal :  $M_u = 16,31 \text{ t.m/ml}$

Enrobage = 7

$h = 30 \text{ cm.}$

$b = 100 \text{ cm.}$

Dimension ( $30 \times 100 \text{ cm}^2$ )

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.31}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.31 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.14 < 0.39$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1.5} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}}{0.8} = 0.189.$$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,189) = 0,249 \text{ m}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{sup} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16.31 \times 10^6}{24.9 \times 337.8 \times 10^2} = 19.3 \text{ cm}^2$$

Soit : [7 HA 20] pour [21.99 cm<sup>2</sup>] avec un espacement de 15 cm

➤ **Condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b.d} = \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 < A_s = 19.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **Ferraillage horizontal**

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{19.3}{3} = 6.43 \text{ cm}^2.$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend [5HA14] pour une section [7.70cm<sup>2</sup> /ml], avec un espacement de 20cm.

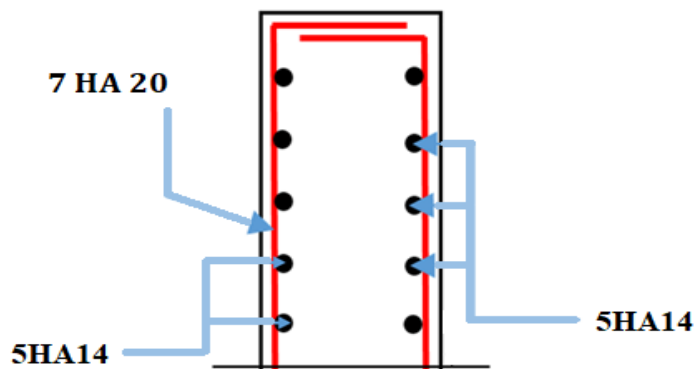


Figure VII. 4 : Ferraillage du mur garde grève

➤ **Mur en retour**

• **Evaluation des charges**

Le mur en retour a pour fonction de soutenir les terres du remblai menant au pont. Il doit supporter les charges suivantes :

- Son propre poids, y compris celui de la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées, appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur, comprenant une charge verticale de 4 tonnes et une charge horizontale de 2 tonnes.

▪ **Effort horizontaux**

$$\text{Poussée des terres : } p_t = \frac{1}{2} = [0,333 \times 1.8 \times (9.05)^2] = 24.32 \text{ t}$$

Poussée des surcharges sur remblai :  $p_{sr} = 1 \cdot k \cdot L \cdot h = (1 \times 8.07 \times 0.333 \times 9.05) = 24.1 \text{ t}$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_s = 2 \times 1 = 2 \text{ t}$ .

➤ **Moments**

Poussée des terres :  $M_t = 24.32 \times \frac{1}{3}(9.05) = 63.35 \text{ t.m}$

Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{SR} = 24.1 \times \frac{1}{3}(9.05) = 72.70 \text{ t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée :  $M_s = 2 \times 9.05 = 18.10 \text{ t.m}$

➤ **Combinaisons**

• **A l'ELU**

$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{SR} + M_{sc}) = 1.35(63.35) + 1.6(72.70 + 18.10) = 230.8 \text{ t.m}$

• **A l'ELS**

$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{SR} + P_{sc}) = 63.35 + 1.2(72.70 + 18.10) = 154.15 \text{ t.m}$

Puisque nous allons ferrailer pour 1 mètre linéaire de hauteur, nous diviserons par la hauteur d'encastrement, qui est de 9.05 .m.

$M_{ELU} = \frac{230.8}{9.05} = 25.5 \text{ t.m/ml}$

$M_{ELS} = \frac{154.15}{9.05} = 17.03 \text{ t.m/ml}$

• **Efforts verticaux**

Poids propre du mur :  $P_G = 116,59 \text{ t} \Rightarrow$  dans le tableau

Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$

Poids propre de la superstructure :  $P_{su} = 0.3333 \text{ t/ml}$

➤ **Moments**

Poids propre du mur :  $M_G = 116,59 \times \frac{1}{2}(9.05) = 527.5 \text{ t.m}$

Poids propre de la superstructure :  $M_{su} = 0.34 \times 0.5 = 0.17 \text{ t}$

Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4 \times 7.55 = 30.2 \text{ t.m}$

➤ **Combinaisons**

**A l'ELU**

$$M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35 (527.5 + 0.17) + 1.6 \times 30.28 = 760.6 \text{ t.m}$$

**A l'ELS**

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (527.5 + 0.17) + 1.2 \times 30.28 = 563.91 \text{ t.m}$$

Puisque nous allons ferrailer pour 1 mètre linéaire de longueur, nous diviserons par la longueur du mur, qui est de m.

$$M_{ELU} = \frac{760.6}{7.55} = 100.7 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ELS} = \frac{563.91}{7.55} = 74.6 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Ferraillage du mur en retour**

• **Ferraillage horizontal**

La section est soumise à une flexion simple.

➤ **A l'ELU**

$$M_u = 25.5 \text{ t. m/ml}$$

$$L' \text{enrobage} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

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

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25.5 \times 10^6}{100 \times 45^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.08 < 0.39$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1,5} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}}{0,8} = 0,1$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,1) = 0,43 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{sup} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{25,5 \times 10^6}{43 \times 347,82 \times 10^2} = 17,04 \text{ cm}^2$$

➤ **A L'ELS**

$$M_{ELS} = 17,03 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1,5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1,5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1,5 \times 16,2 \times 0,45}{1,5 \times 16,2 + 207,31} = 0,0022 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0,45 \times \left(1 - \frac{0,0022}{3}\right) = 0,45 \text{ m}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0,5 \times 1 \times 16,2 \times 0,45 = 364,5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 17,03 \text{ t.m/ml} < M_1 = 36,45 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,03 \times 10^6}{45 \times 207,31 \times 10^2} = 24,29 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage vertical**

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A L'ELU**

$$M_u = 100,7 \text{ t.m/ml}$$

$$L' \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$d' = 0,1h = 0,05 \text{ m}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{100.7}{100 \times 45^2 \cdot f_{bu}} = \frac{100.7 \times 10^6}{100 \times 45^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.32 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.32}}{0.8} = 0.50$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.5) = 0.36 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{100.7 \times 10^6}{40.8 \times 347.82 \times 10^2} = 70.9 \text{ cm}^2$$

### ➤ A L'ELS

$$M_{ELS} = 74.6 \text{ m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.45}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.0022 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.45 \times \left(1 - \frac{0.0022}{3}\right) = 0.45 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.45 = 364.5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 74.6 \text{ m/ml} < M_1 = 81.16 \text{ t. m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{74.6 \times 10^6}{45 \times 207.31 \times 10^2} = 79.93 \text{ cm}^2$$

### ➤ Vérification de condition de non fragilité

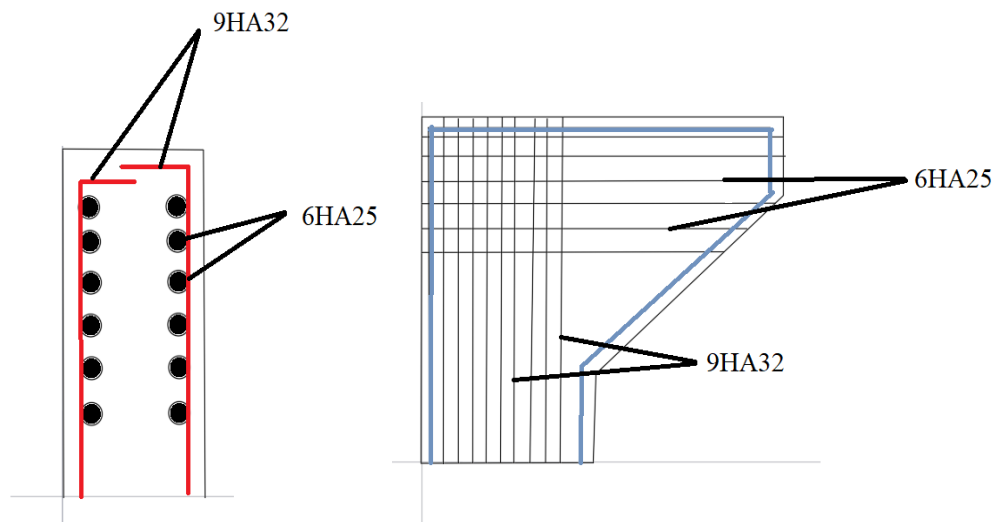
$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Les armatures horizontales a l'ELS**

On opte pour des 6HA25/ml, [29.45 cm<sup>2</sup>] avec un espacement de 15cm

- **Les armatures verticales a l'ELS**

On opte pour des 9HA32/ml, [72.38 cm<sup>2</sup>] avec un espacement de 15cm



**Figure VII. 5 : Ferrailage du mur en retour**

#### VII.6.4 Corbeau

##### ➤ Evaluation des charges et des surcharges

Réaction due à la dalle de transition :  $R1 = q \cdot L/2 = (0.3 \times 5 \times 2,5 \times 1) / 2 = 1.88 \text{ t/ml}$ .

Réaction des poids des terres sur la dalle de transition :  $R2 = q \cdot L / 2 = (0.3 \times 5 \times 1.8 \times 1) / 2 = 1.35 \text{ t/ml}$ .

Réaction due au revêtement :  $R3 = q \cdot L / 2 = (0,08 \times 5 \times 2,2 \times 1) / 2 = 0.44 \text{ t/ml}$ .

Réaction due au poids propre du corbeau :  $R4 = q \cdot L = (2.05 + 1.5 \times 0.6) \times 2.5 \times 1 = 4.6 \text{ t/ml}$ .

Réaction due aux surcharges sur remblai  $Q=1\text{t/m}^2$  :  $R5 = q \cdot L/2 = (5 \times 1) / 2 = 2.5 \text{ t/ml}$ .

- **Combinaison d'action**

##### ➤ Réactions

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RELU} = 1.35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6(R5) \\ \text{RELU} = 1.35(1.88 + 1.35 + 0.44 + 4.6) + 1.6(2.5) = 15.16 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) \\ \text{RELS} = 1(1.88 + 1.35 + 0.44 + 4.6) + 1.2(2.5) = 11.27 \end{array} \right.$$

➤ **Moments**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ELU}} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times 0.2 = 3,03 \text{ t.m} \\ M_{\text{ELS}} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.2 = 2.25 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage du corbeau**

• **Ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$$M_u = 3,03 \text{ t.m}$$

$$L' \text{enrobage} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,03}{100 \times 54^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,03 \times 10^6}{100 \times 54^2 \times 15,3 \times 10^2} = 0,0096 < 0,39$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{1,5} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0067}}{0,8} = 0,008$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,53 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{3,03 \times 10^6}{53 \times 347,82 \times 10^2} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit **[5HA8]** pour  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.22}{400} = 6.9 \text{ cm}^2 > 2.51 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage horizontal**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{6.9}{3} = 2.3 \text{ cm}^2$$

Soit [**5HA10**] (3.93cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 20 cm

D'après le document SETRA le ferraillage de corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de [HA25] tous les 1m

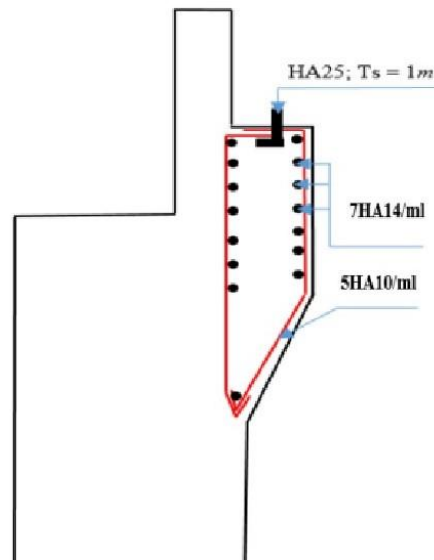


Figure VII.6 : Ferraillage du corbeau

### VII.6.5 Mur frontale

➤ **Evaluation des efforts**

Le mur frontal est fixé à la base et subit une flexion combinée en raison des forces suivantes :

• **Forces verticales**

- Réaction du tablier sous charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et du mur de garde.
- Leur propre poids.

- **Forces horizontales**

Les forces horizontales agissant sur le mur frontal comprennent :

- Poussée des terres.
- Force sismique équivalente à 0,3 fois le poids propre du tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Un tableau présente l'ensemble des moments et des efforts agissant sur le mur frontal pour les conditions normales et le scénario sismique le plus critique.

➤ **Tableau des sollicitations**

**Tableau VII.5 : Valeurs des efforts et des moments sur le mur frontal**

Désignation	$\varepsilon_h$	Calculé de p(t)	Effort Horizontaux $\varepsilon_h \cdot p$	Effort verticales $(1 \pm \varepsilon_h)p$	Bras de levier v(m)	Bras de levier h(m)	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment Stabilisateur $M_S(t \cdot m)$
Mur garde grève	CN	13.,13	0	0	1,35	8,88	34,632	
	H + V <sup>+</sup>		3,9	1,18				
Corbeau	CN	22,97	0	22,97	1,5	4,9	10,35	
	H + V <sup>+</sup>		6,9	2,06				
Mur frontal	CN	308	0	308	0,6	4,9	55,44	
	H + V <sup>+</sup>		92,4	27,72				
Mur en retour 1	CN	30,2	0	30,2	3,4	5,27	30,804	
	H + V <sup>+</sup>		9,06	2,7				
Mur en retour 2	CN	10,09	0	10,09	5,06	9,55	15,2812	8,595
	H + V <sup>+</sup>		3,02	0,9				

<b>Mur en retour 3</b>	<b>CN</b>	18,42	0	18,42	5,6	6,74		
	<b>H + V<sup>+</sup></b>		5,5	1,65			30,8	11,121
<b>Freinage du A Bc</b>	<b>CN</b>	22	0	22		9,2		
	<b>H + V<sup>+</sup></b>		6,6	1,98				18,216
<b>Dalle de transition</b>	<b>CN</b>	38,61	0		3,7	9,55	42,846	
	<b>H + V<sup>+</sup></b>		11,58	3,47				33,1385
<b>Tablier</b>	<b>CN</b>	221,3	0	221,3	0,6			
	<b>H + V<sup>+</sup></b>		66,39	19,9				39,834
<b>Poussée des terres Mur GG+ mur frontale</b>	<b>CN</b>	/	147,9	13,3		3,5		
	<b>H + V<sup>+</sup></b>	/	156,9	14,1				49,35
<b>Total</b>	<b>CN</b>	/	/	/	/	/	/	/
	<b>H + V<sup>+</sup></b>	/	509,8	487,34	3,7	9,55	220,1532	160,2545

➤ **Vérification au flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; l_f = \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.707 \times 8$$

$$\Rightarrow l_f = 5.65$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \text{ avec } B = 9.6 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 8^3}{12} = 51.2 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = i = \sqrt{\frac{51.2}{9.6}} = 2.31 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{5.65}{2.31} = 2.45 < \bar{\lambda} = 50$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50; \min \left( \left( \frac{67e_0}{D} \right); 100 \right) \right] = 50$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Pas de risque de flambement

➤ **Récapitulatif des efforts**

• **Condition normale**

$$\text{Effort normal : } \sum(1 + \nu)P = 453,34 \text{ T}$$

$$\text{ELS : } N = \frac{\sum(1+\nu)P}{b} = \frac{453,34}{10} = 45.3$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 45.3 = 61.15 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum M_s - \sum M_r = 160.25 - 220.15 = - 59 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } M = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{b} = \frac{59}{10} = 5.9$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 5.9 = 7.96 \text{ t.m}$$

• **Condition sismique**

$$\text{Effet normal : } \sum(1 + \nu)P = 485.3$$

$$\text{ELS : } N = \frac{485.3}{10} = 48.5 \text{ t}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 48.5 = 65.47 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum M_s - \sum M_r =$$

$$\text{ELS : } M = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{b} = \frac{65.47}{10} = 6.54$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 6.54 = 8.8 \text{ t.m}$$

➤ **Ferraillage du mur frontal**

• **Ferraillage verticaux**

La section est soumise à la flexion composée.

D'après le B.A.E.L, le ferraillage en flexion composée se fait comme suit :

$$N_u = 65.47$$

Tableau VII.5 : Valeurs des efforts et des moments sur le mur frontal

	A l'ELU		A l'ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique
<b>M (t.m)</b>	7.96	8.8	5.9	6.54
<b>N(t)</b>	61.15	65.47	45.3	48.5

$$M_u = 8.8 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Dimension } (1 \times 1.2 \text{ m}^2) \text{ et } d = 0.9h = 1.08 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 + f_{bu}} = \frac{46.92}{100 \times 126^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.8 \times 10^6}{100 \times 108^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.004 b_0 < \mu_{bc} = 0.493$$

$$\mu_{bu} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{120}{108} \left(1 - 0.4 \frac{120}{126}\right) = 0.604 b_0$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ Mpa}$$

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.004) = 1.078$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{8.88 \times 10^6}{107 \times 347.82 \times 10^2} = 2.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

➤ **Armatures en flexion composée**

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} ; \text{ avec } (N_u < 0, \text{ traction}) \Rightarrow N_u = -65.47$$

$$A = 2.38 + \frac{65.47}{347.82 \times 10^2} = 21.20 \text{ cm}^2$$

On prend [7HA20] pour une section d'armatures (cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 12 cm.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.22}{400} 100 \times 108 = 13.7 \text{ cm}^2 < 21.20 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée

• **Armatures de réparation**

$$A'_S = \frac{A_S}{3} = \frac{21.20}{3} = 7.06$$

⇒ Soit [ 5HA14 ] pour une section  $A_S = 7.7 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de

• **Ferrailage horizontal**

$$A'_S = \frac{A_S}{4} = \frac{21.20}{4} = 5.3$$

⇒ Soit [5HA12] pour une section  $A_S = 5.3 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 20 cm.

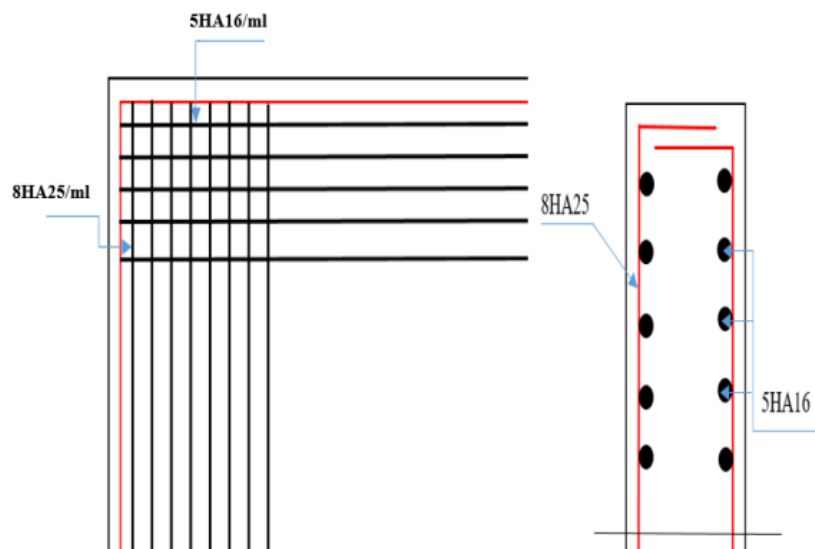


Figure VII.7 : Ferrailage du mur frontal

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

### VIII.1 Introduction

La pile est un support intermédiaire essentiel d'un pont, chargé de soutenir le tablier et de transférer ses charges vers le sol via la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, qui est une poutre de liaison reliant les deux fûts, ainsi que d'une semelle munie d'une nervure reliant les pieux. La pile doit résister à des charges horizontales comme celles dues au freinage, aux séismes et au vent, ainsi qu'à des charges verticales comme son propre poids et celui du tablier.

La morphologie d'une pile dépend de divers facteurs, notamment :

- La profondeur du cours d'eau à traverser.
- Le type de tablier à supporter.
- La résistance mécanique et la robustesse requises.
- Les considérations esthétiques.

Les piles peuvent jouer un rôle mécanique variable dans le fonctionnement du tablier, selon qu'elles supportent simplement celui-ci, le retiennent partiellement ou le soutiennent entièrement. Un dimensionnement approprié est crucial, car un mauvais dimensionnement pourrait entraîner la défaillance de la structure.

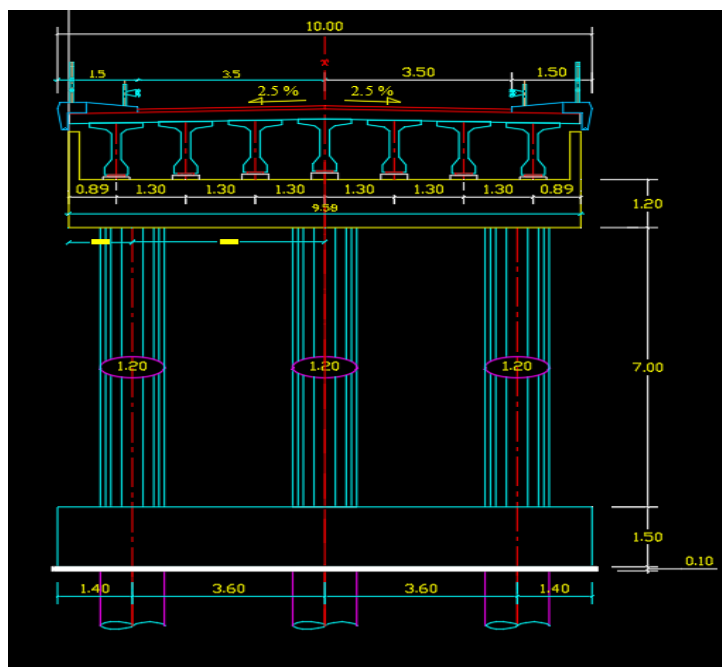


Figure VIII. 1 : Les Dimensions de la pile

## VIII.2 Etude de la pile

### VIII.2.1 : Dimensionnement de la pile et calcul des charges appliquées

#### ➤ Calcul du chevêtre

- **Dimensions du chevêtre.**

$H = 1,20$  m ; H : la hauteur du chevêtre.

$L = 10$  m ; L : la longueur du chevêtre.

$D = 2.10$  m ; D : la largeur du chevêtre.

- **Poids propre du chevêtre**

- **Volumes du chevêtre :**

Le volume total du chevêtre est :  $V_T = 10 \times 1.20 \times 2.10 = 25.2$  m<sup>3</sup>

- **Poids propre chevêtre**

Le poids propre du chevêtre est :  $P_{rp} = 25.2 \times 2.5 = 63$  t

#### ➤ Calcul des futs

- **Dimensions des futs**

$H = 7.00$  m ; H : la hauteur des futs.

$R = 1.20$  m ; R : la largeur des futs.

- **Volume des futs**

Le volume d'un seul fut est :  $V = 7.00 \times (3.14 \times 1.2^2) = 31.65$  m<sup>3</sup>

Le volume total est :  $V_T = 31.65 \times 3 = 94.95$  m<sup>3</sup>

- **Poids propre des futs**

Le poids propre des futs est :  $P_{rp} = 94.95 \times 2.5 = 237.3$  t

VIII.3 Evaluation des charges et surcharges.

- **Charge permanente** : poids propre du tablier :  $P_{pt} = 442.64$  t
- **Charge verticale** : chevêtre + fut =  $63 + 237.3 = 300.3$  t
- **Charge du vent** :  $W = 0.2$  t/m<sup>2</sup>
- **Surcharge d'exploitation** : D240
- **Charge horizontale** : force de freinage :  $FF = 30$  t

**Séisme**

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 300.3 + 442.64 = 742.94 \text{ t}$$

$$G = 742.94 \text{ t}$$

➤ **Effort transmise par la surcharge D<sub>240</sub>**

$$Q_{D240} = 12.903 \text{ t/m}$$

$$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{R}{n} \times K\alpha_{\max}$$

$K\alpha_{\max}$  : a été calculer par GYOMASSOUNER

$$R_{D240} = 12.093 \times (1 + 0.721) \times 9.3 = 206.468 \text{ t}$$

$$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{206.468}{7} = 29.5 \text{ t/poutre}$$

➤ **Les combinaisons**

Selon **SETRA** les combinaisons à prendre en compte et les plus défavorables sont :

$$\text{ELS} = G + V + W + F_F$$

$$\text{ELU} = 1.35 (G + V) + 1.6 (W + F_F)$$

$$\text{ELA} = \begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \\ G + V + E_z \end{cases}$$

**VIII.4 Modélisation de la pile**

Nous utiliserons le logiciel ROBOT pour modéliser la pile, en incluant les charges permanentes ainsi que la surcharge la plus critique de notre structure, et en appliquant les combinaisons ELU, ELS, et ELA. De plus, nous mènerons une étude sismique conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien R.P.O.A., en utilisant le spectre de réponse adapté à la zone sismique II-a où se trouve notre ouvrage.

Les étapes suivantes décrivent comment intégrer le séisme dans le logiciel ROBOT :

1. Ouvrir la fenêtre d'analyse, sélectionner "Type d'analyse", puis "Nouveau", et cocher "Modale". Confirmer avec "OK".

2. Choisir le nombre de modes à considérer, cocher "Vérification de structure", configurer les paramètres simplifiés, et déterminer l'amortissement selon les directives du RPOA adapté à notre structure. Valider avec "OK".
3. Créer une nouvelle analyse de type "Sismique", confirmer avec "OK", sélectionner la zone sismique spécifique et le site de la structure, définir les excentricités relatives en cochant les directions x et y, et leur attribuer une valeur de 0.05% chacune. Finaliser avec "OK" et fermer la fenêtre.

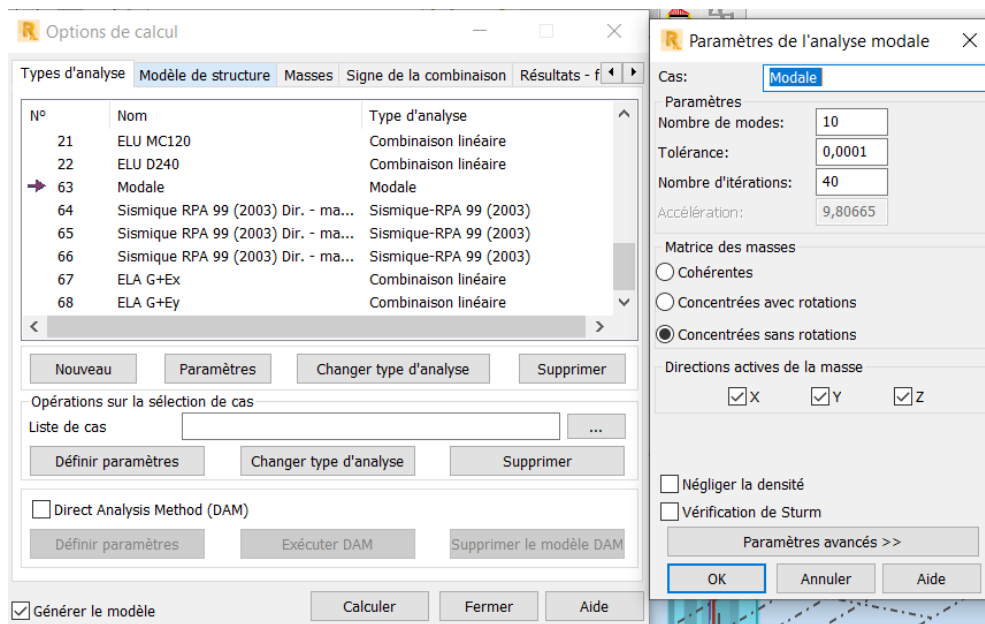
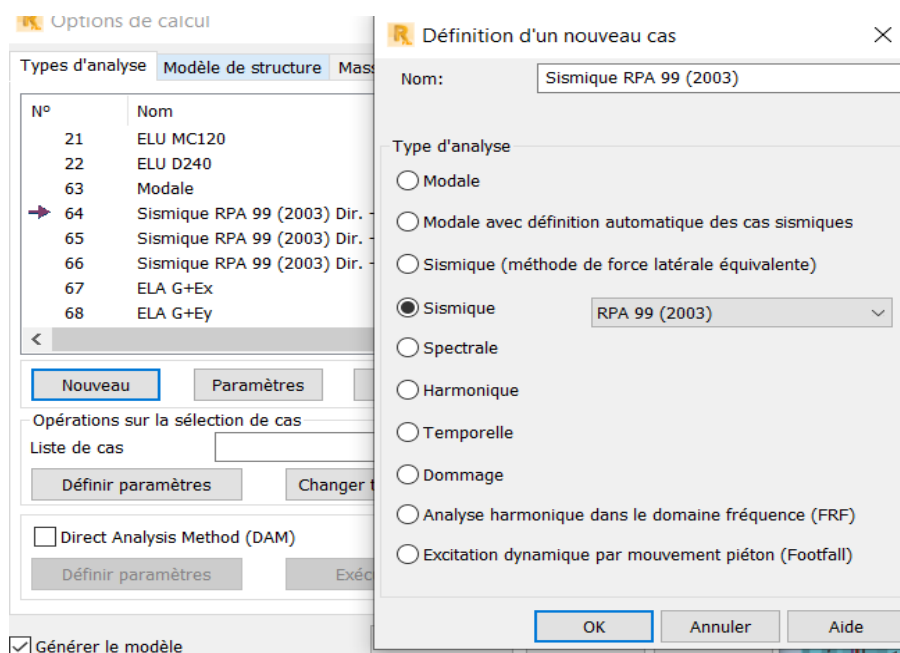


Figure VIII.2 : Les étapes du séisme



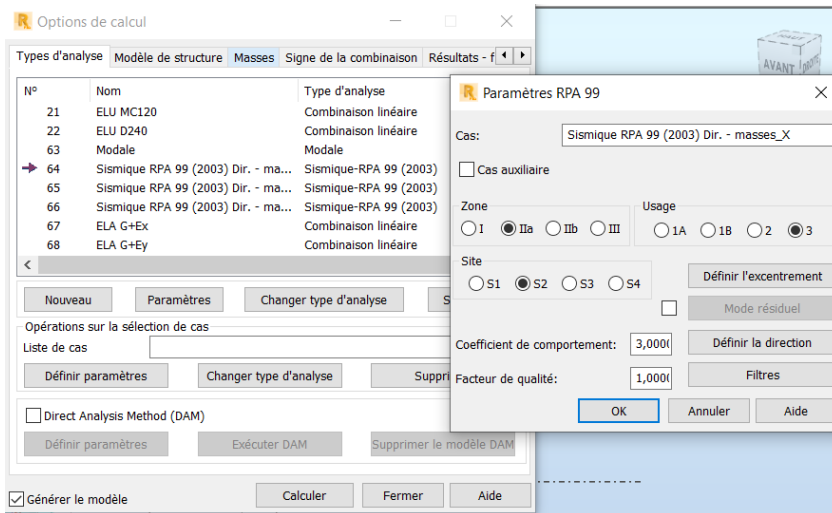


Figure VIII. 3 : Les étapes du séisme

**Remarque :** Étant donné que le logiciel du robot n'est pas programmé pour prendre le tablier et calculer la charge sur la pile simultanément, nous allons séparer les opérations afin d'introduire les charges et les surcharges de manière linéaire sur la pile uniquement.

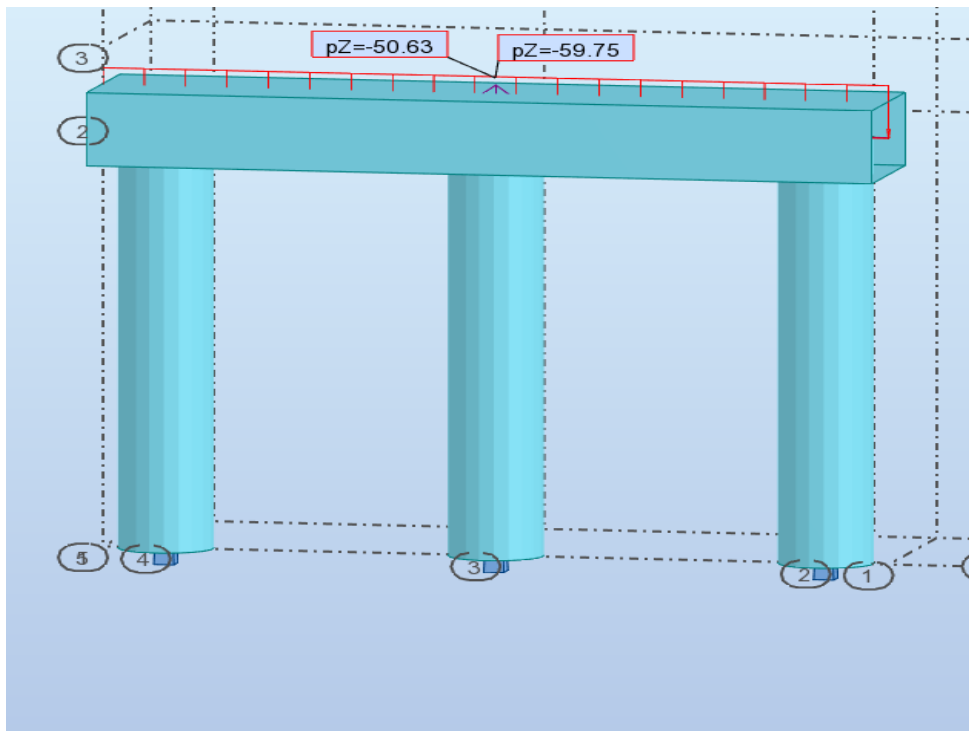


Figure VIII. 5 : Quelques charges appliquées sur la pile

### VIII.5 Etude du chevêtre

D'après la modélisation on adopte les moments fléchissant et efforts tranchants

- Efforts tranchants du chevêtre a l'ELU

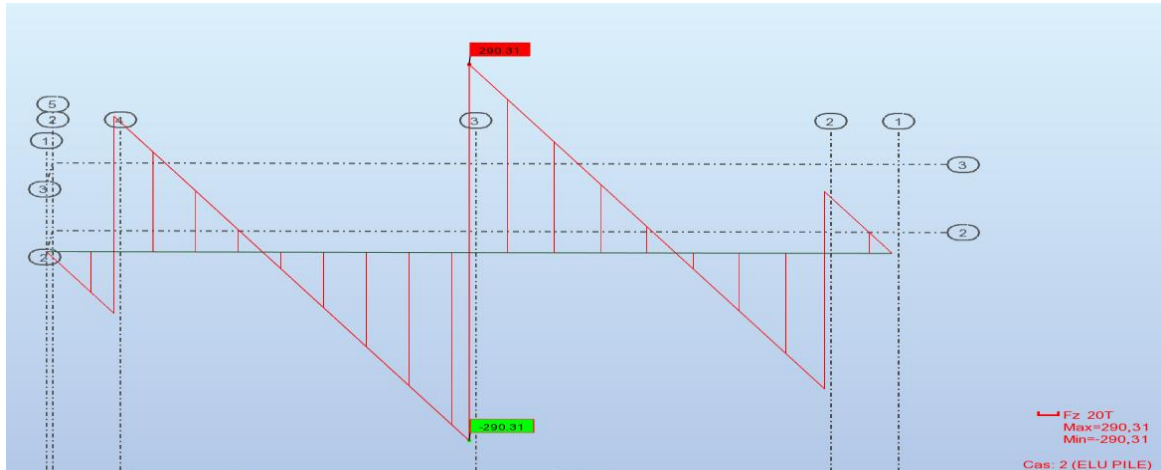


Figure VIII. 6 : Effort tranchant du chevêtre à l'ELU

- Moments fléchissant du chevêtre a l'ELU

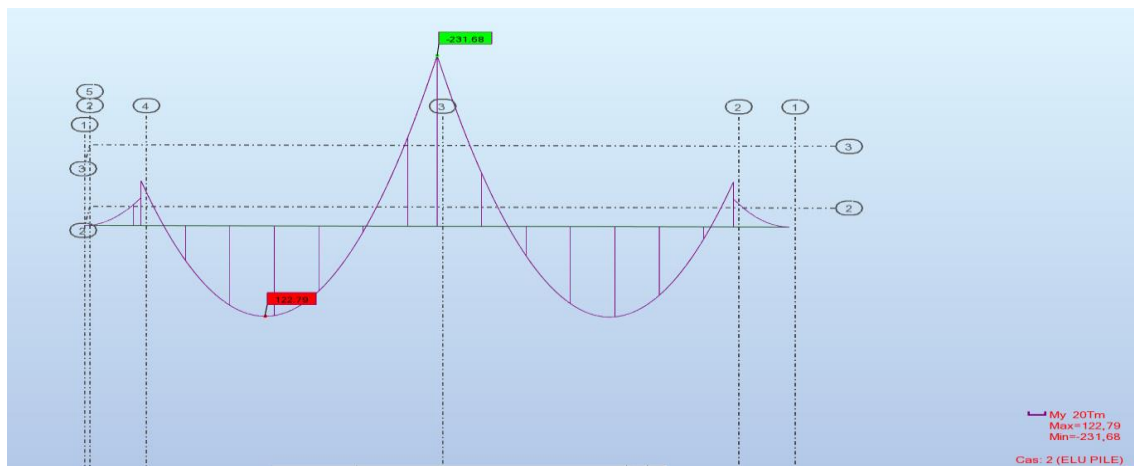


Figure VIII. 7 : Moment fléchissant du chevêtre à l'ELU

- Efforts tranchants du chevêtre a l'ELS

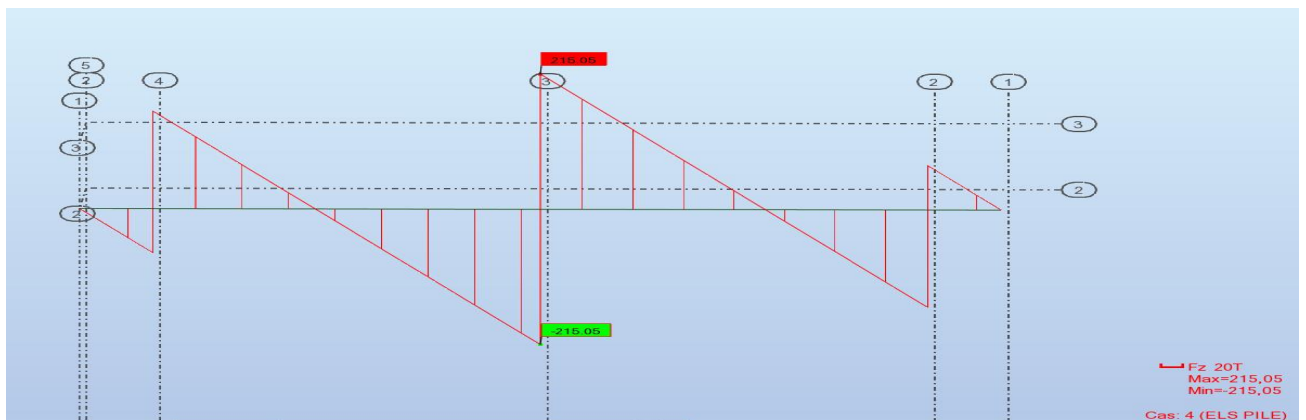


Figure VIII. 8 : Effort Tranchants du chevêtre à l'ELS

- Moments fléchissant du chevêtre a ELS

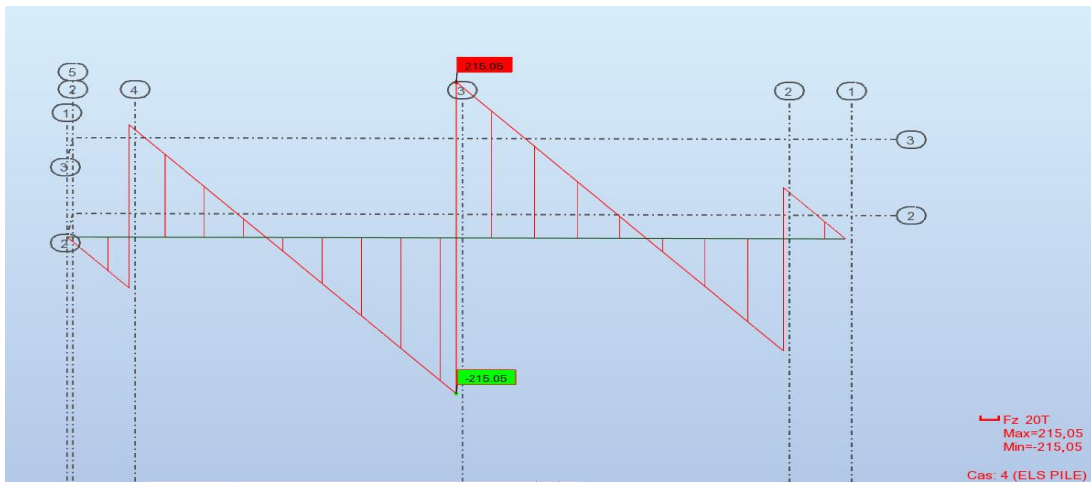


Figure VIII. 9 : Moments fléchissant du chevêtre à l'ELS

- Moments fléchissant du chevêtre a l'ELA

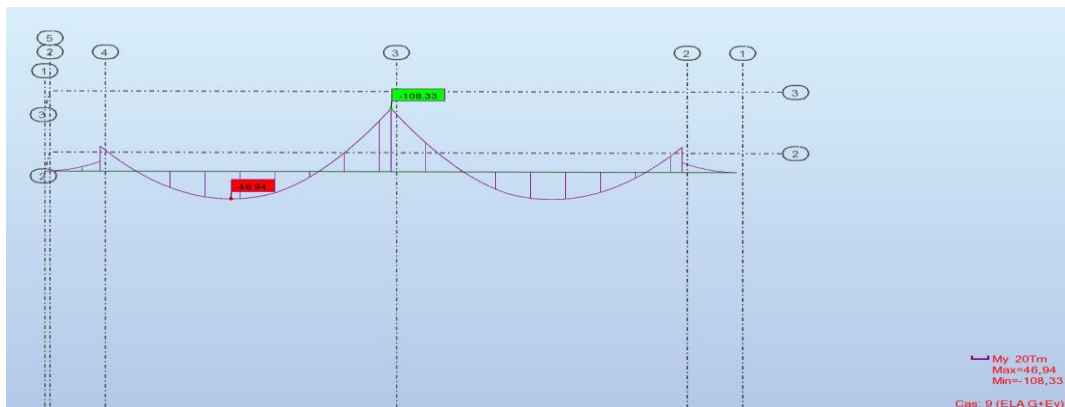


Figure VIII. 10 : Moments fléchissant du chevêtre à l'ELA

- Efforts tranchants du chevêtre a l'ELA

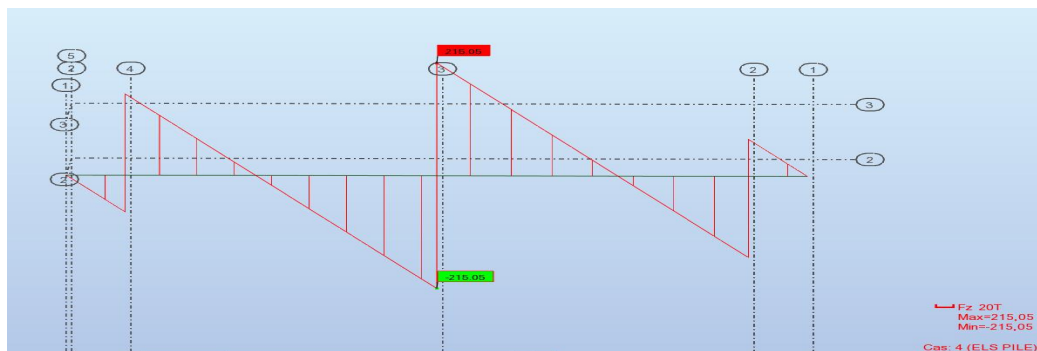


Figure VIII. 11 : Effort Tranchants du chevêtre à l'ELA

- Le tableau résume les résultats les plus défavorable :

Tableau VIII.1 : Résultats les plus défavorable

	ELU		ELS		ELA	
	Aux appuis	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée
<b>Moment (T.m/ml)</b>	231.66	122.79	171.61	90.95	108.33	46.49
<b>Effort (T/ml)</b>	290.31	0	215.05	0	129.81	0

### Remarque

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois supports (fûts).

### VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre

#### ➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de la section du chevêtre se fait en flexion simple.

Acier FeE400 Béton

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = 207,314 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 337.8 \text{ MPa}$$

$$H = 1.20 \text{ m}, d = 0.9h = 1.08 \text{ m}, b_0 = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait pour une bonde de 1m

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{122.79 \times 10^6}{100 \times 108^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.068$$

$\mu_b = 0.068 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$  Donc : la section est simplement armée

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$z_1 = d(1 - 4\alpha) = 1.08(1 - 0.4 \times 0.088) = 1.041 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{122.79 \times 10^6}{104 \times 337.8 \times 10^2} = 34.95 \text{ cm}^2$$

- **A l'ELS :**

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 1.08}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.11 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 1.08 \times \left(1 - \frac{0.11}{3}\right) = 1.04 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 1.04 = 8.42 \text{ MN.m} = 842 \text{ t.m}$$

$M_u = 171.61 \text{ t.m} < M_1 = 842 \text{ t.m} \Rightarrow$  armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{171.61 \times 10^6}{104 \times 207.31 \times 10^2} = 79.59 \text{ cm}^2$$

- **A l'ELA :**

La méthode de calcul se fait comme l'ELS avec  $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$  pour les conditions sismiques

Tableau VIII.2 : Section des armatures

ELU			ELS		
	$M_t$	$M_a$		$M_t$	$M_a$
Mu (t.m)	122.79	231.66	Mu (t.m)	60.33	171.61
$\mu_{bu}$	0.068	0.12	X(m)	0.11	0.11
$\alpha$	0.088	0.16	$Z_2$ (m)	1.04	1.04
$Z_1$ (m)	1.041	1.01	$M_1$ (t.m)	842	842
Au (cm <sup>2</sup> )	34.95	67.90	As (cm <sup>2</sup> )	28.98	79.59

➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{108 \times 100 \times 0.23 \times 2.22}{400} = 13.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion**

La valeur la plus défavorable est à L'ELS donc on prend :

En travée: (As = 28.98 cm<sup>2</sup>) soit [10HA20/ml] pour As = 31.42 cm<sup>2</sup> ; avec S<sub>t</sub> = 10 cm<sup>2</sup>

À l'appui : (As = 79.59 cm<sup>2</sup>) soit [10HA32/ml] pour As = 80.42 cm<sup>2</sup> ; avec S<sub>t</sub> = 10 cm<sup>2</sup>

• Ferrailage horizontal

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{80.42}{4} = 20.10 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [5HA25] pour une section As = 24.51 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

• Ferrailage transversale (les cadres)

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{290.31}{1 \times 1.08} = 268.8 \text{ T/m}^2 = 2.68 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_\mu$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable et  $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.7 \text{ MPa} \text{ Avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$\gamma_B = 1.5$  en situation durable

$\tau_\mu = 2.6 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.7 \text{ MPa}$  ..... **condition vérifiée.**

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à  $20 \text{ cm}$  d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec :  $k = 1$  pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_\mu - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b \times S_t$$

$$A_{t1} \geq 6.17 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.4$$

$$A_{t \text{ min}} \geq 0.4 \times 100 \times \frac{17}{400} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} = 6.17 \text{ cm}^2 \geq A_{t \text{ min}} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lon}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1200}{35}; 32; \frac{2100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 32 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des [1HA14] tous les  $20 \text{ cm}$ .

- **Justification de la bielle de béton**

$$\tau_\mu = 2.6 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 4.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

### VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires. Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi

$$b_n = \frac{D}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2 \text{ m}$$

Avec

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

#### ➤ Calcul de moment de torsion

$$M_{tu} = 1,35 \times [(RG + RD240) a - RG \times a]$$

Dans notre cas le  $RG = 0$  et :  $a = 0.55 \text{ m}$

$$M_{tu} = 1,35 \times [RD240 \times a] = 1.35 \times 206.7 \times 0.55 \Rightarrow M_{tu} = 153.47 \text{ t.m}$$

#### VII.5.2.1 Armature de torsion

##### ➤ Armatures longitudinales

$$A_{t1} = \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Omega = (b - b_n)(h - b_n) = (2.1 - 0.2)(1.2 - 0.2) = 1.9 \text{ m}$$

Avec U : le périmètre de l'extérieur

$$U = (2.1 + 1.2) \times 2 = 6.6 \text{ m}$$

$$A_{t1} = \frac{153.47 \times 6.6 \times 10^2}{2 \times 1.9 \times \frac{400}{1.15}} = 76.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit [16HA25] pour une section de (78.54 cm}^2\text{)}$$

##### ➤ Armature transversale

$$A_{t2} = \frac{M_{tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec  $S_t$  : l'espacement des armatures  $\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_{t2} = \frac{153.47 \times 0.15 \times 10^2}{2 \times 1.9 \times \frac{400}{1.15}} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2} \Rightarrow$  selon SETRA (P. P 73 1.3.2)

$$A_{t1} \geq 6.17 \text{ cm}^2$$

$A_t = 6.17 + 1.7 = 7.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit des [5HA14] tout 15 cm.

- **Les armatures du chevêtre**

$A_{\text{Sappuis}} = 79.59 \text{ cm}^2$  soit [10HA32]

$A_{\text{Stravée}} = 28.98 \text{ cm}^2$  soit [10HA20]

$A_{\text{Straversal}} = 6.17 \text{ cm}^2$  soit [HA14]  $\Rightarrow$  (les cadres)

$A_{\text{Storsion}} = 76.6 \text{ cm}^2$  soit [16HA25]  $\Rightarrow$  (16 barres pour les deux cotée)

$A_{\text{Stor.transv}} = 7.87 \text{ cm}^2$  soit [5HA14]

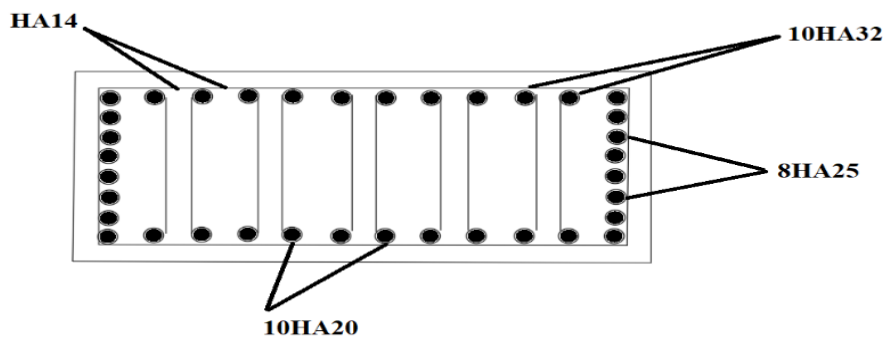


Figure VIII. 12 : Ferrailage transversal du chevêtre

## VII.6 Etude des fûts

La structure de l'ouvrage comprend trois fûts circulaires d'un diamètre de 2,60 mètres. Ces fûts sont encastrés à la base et articulés à la partie supérieure. Leur fonction est de transmettre aux

fondations les charges verticales et horizontales provenant du tablier, générant ainsi un moment à la base des fûts.

D'après la modélisation de l'ouvrage sur robot on a obtenu les moments fléchissant et les effort normale et tranchant des futs le tableau donnée les composantes les plus défavorables :

- **Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELU :**

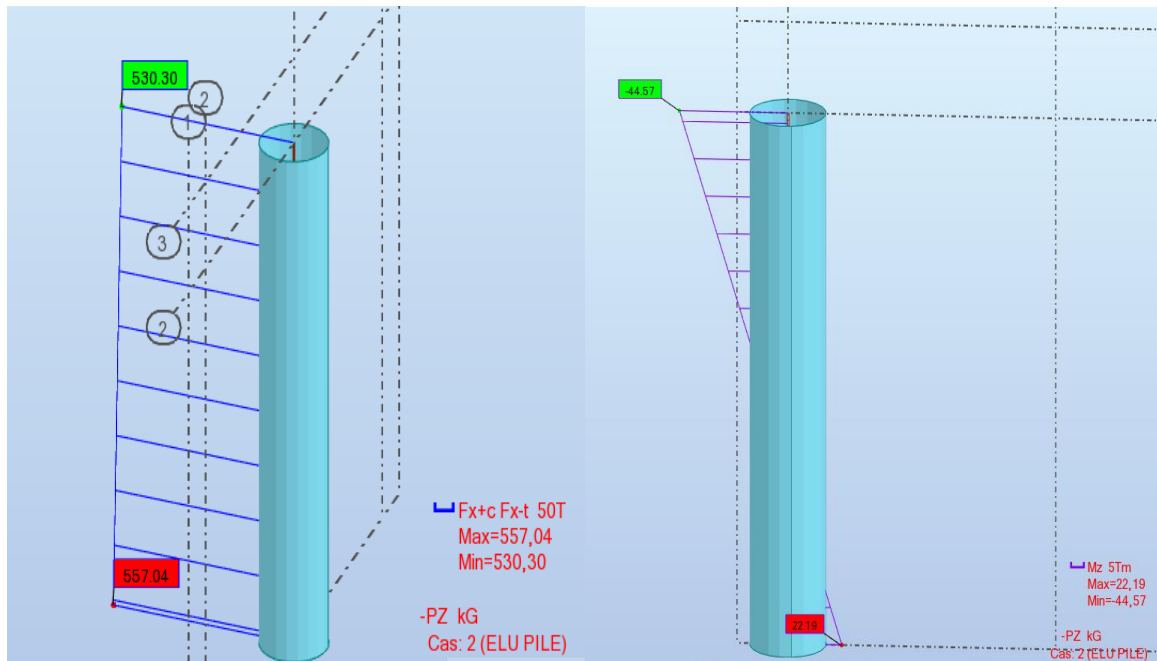


Figure VIII. 13 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELU

- **Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELS :**

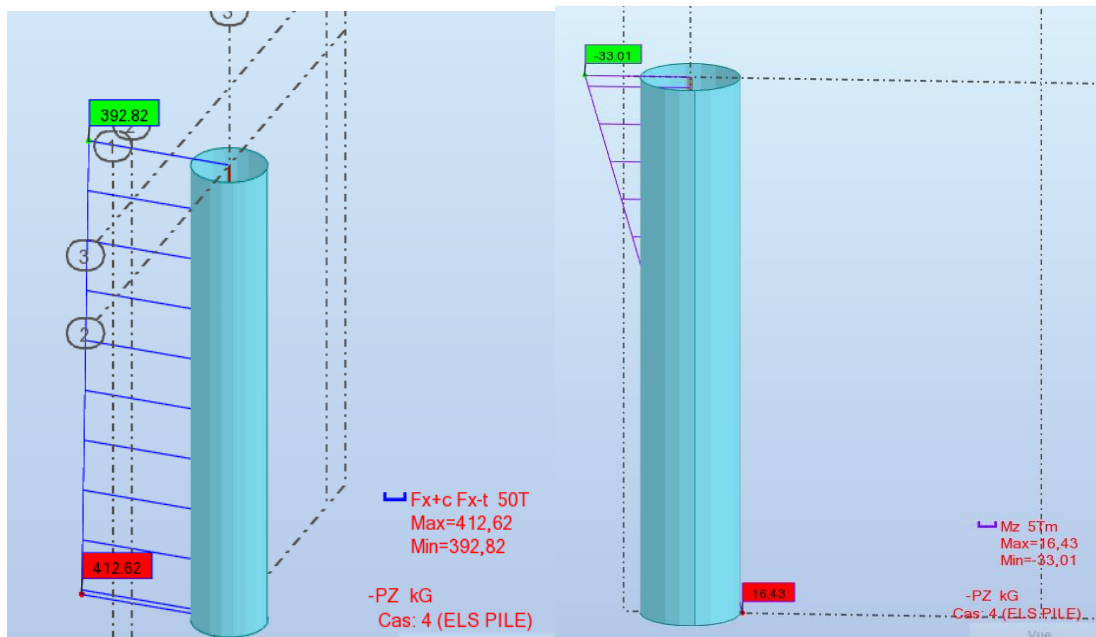


Figure VIII. 14 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELS

- Efforts normaux et moments fléchissant des futs a l'ELA :

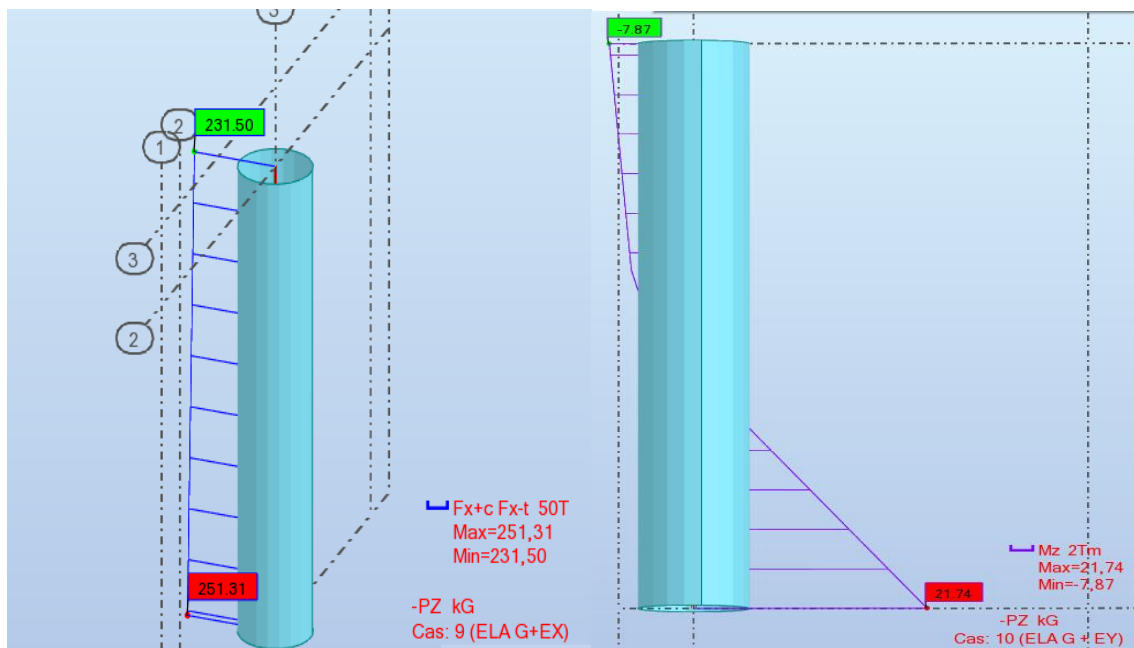


Figure VIII. 15 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELA

Tableau VIII.3 : Valeurs des moments et les efforts des futs

	ELU	ELS	ELA
<b>N (t/ml)</b>	557.04	412.62	251.31
<b>T (t/ml)</b>	6.3	4.71	1.12
<b>N (t.m/ml)</b>	44.55	33.01	7.87

### VIII.7.1 Vérification au flambement

Le flambement est vérifié par :  $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.707l_0 = 4.94$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3$$

$$\lambda = \frac{4.94}{0.3} = 16.50$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50; \min\left(\left(\frac{67l_0}{D}\right); 100\right)\right) = 50$$

$$\lambda = 16.50 < \bar{\lambda} = 50 \text{ (Condition vérifié)}$$

- **Ferraillage des futs**

D'après les abaques de **WALTHER** donnant le ferraillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{557.04}{\pi \times 0.6^2 \times 27} = 18.25$$

$$m = \frac{6.3}{\pi \times 0.6^2 \times 27} = 0.2$$

$$\frac{h'}{D} = 0.04 \rightarrow h' = 0.04D = 0.048$$

$$d = 2R = 1.2$$

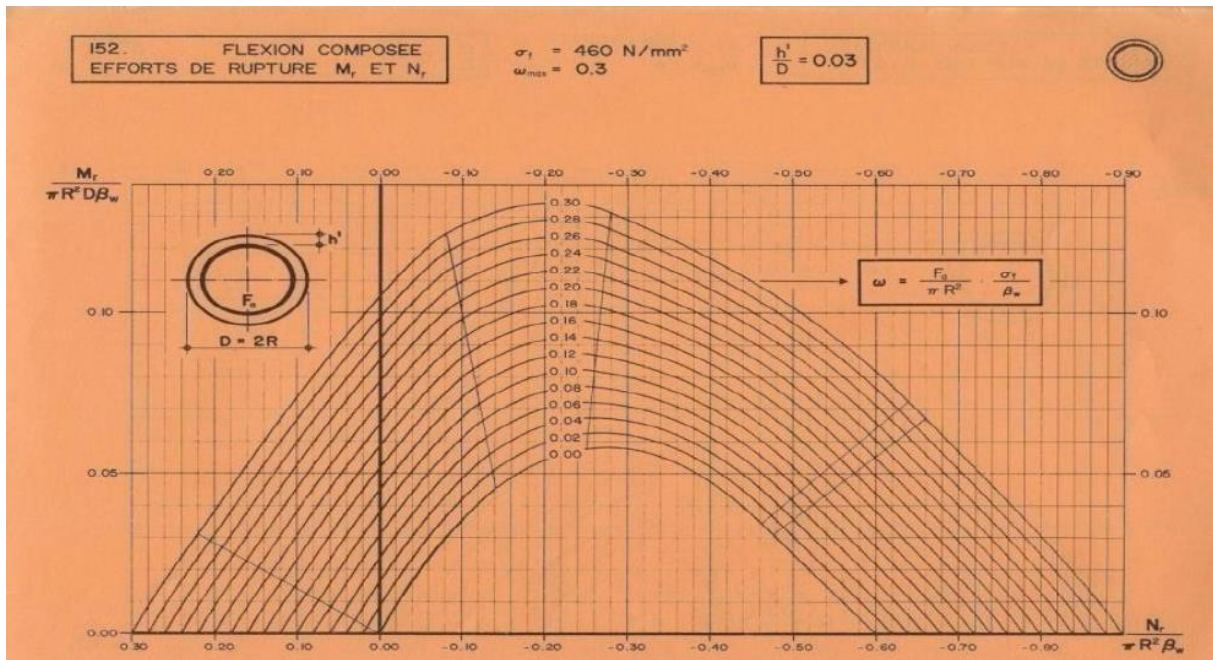


Figure VIII. 16 : Abaques de WALTHER

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 27 \times 0.08}{400} = 61.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 51.59 \text{ cm}^2$$

51.59 cm<sup>2</sup> < 61.04 cm<sup>2</sup> la condition est vérifiée

$$A_s = \max(A_s ; A_{min}) = 61.04 \text{ cm}^2$$

On prend 20HA20 = 62.83cm<sup>2</sup>

➤ Calcul des armateurs transversaux

On assimile la section circulaire à une section carrée (2b<sub>0</sub>)

$$St \leq \min(0.9\phi ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend St = 20 cm

$$A_s = 0.23 \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{t28}}{4f_e} = 14.42 \text{ cm}^2$$

On prend 13HA12 avec un espacement de 20 cm

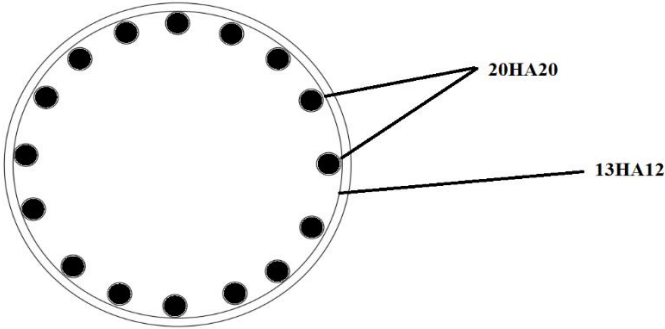


Figure VIII. 17 : Ferrailage des futs

### **Conclusion générale**

Le projet de fin d'études constitue une phase cruciale dans la formation d'un étudiant ingénieur, offrant la meilleure opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours des cinq années de formation. Ce projet nous a permis de concrétiser les compétences théoriques acquises à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO). Il a représenté une occasion précieuse pour maîtriser diverses techniques d'assimilation des phénomènes physiques et pour nous familiariser avec l'utilisation de logiciels de modélisation tridimensionnelle par éléments finis, adaptés aux ouvrages de génie civil.

Après cette étude, nous concluons que le calcul d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension implique deux étapes principales :

#### **Etude de la superstructure**

Les dimensions de la poutre (hauteur, épaisseur, largeur) ont été déterminées selon les intervalles réglementaires afin d'optimiser les coûts. L'analyse de la répartition des charges, réalisée à l'aide du logiciel Robot Millenium, a permis d'identifier la poutre la plus sollicitée. À partir de ces charges maximales, nous avons dimensionné la précontrainte en utilisant deux familles de câbles : une première avec deux câbles ancrés aux extrémités et une seconde avec un câble à l'extrados. Nous avons employé cinq câbles 7T15M, mis sous tension par post-tension. Nous avons vérifié que les pertes de tension initialement estimées (32%) étaient inférieures aux pertes calculées. Les contraintes normales et tangentielles restent dans les limites admissibles de traction, de compression et de cisaillement.

#### **Étude de l'infrastructure**

La deuxième étape porte sur l'étude des appuis de l'ouvrage, où nous avons évalué les charges et leurs combinaisons pour déterminer le ferrailage sous les conditions les plus défavorables. Pour la culée, cette évaluation a été réalisée à l'aide de calculs manuels, tandis que pour la pile, nous avons utilisé le logiciel de calcul Robot Millenium. Il est important de noter que la partie la plus complexe de cette étape était l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

## **Bibliographie**

### **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

### **Livres**

- Livre Anne BERNARD-GELY ; Jean-Armand CALGARO ; CONCEPTION DES
- PONTS ; Cour de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 49 rue de l'Université,75007, PARIS ; p-360
- Le béton précontraint aux états-limites (Henry Thonier ; 1986).

### **Thèse d'étude**

- LARIBI A, KESSOUAR A, 2023 PEF (étude d'un pont a poutre multiple en béton précontraint par post-tension relie Freha-Aghribs-Azeffoune sur 28 KM)
- HACHEMANI T, KHALDI A, 2020 PEF (étude d'un pont a poutre multiple en béton précontraint par post-tension), UMMTO.

### **Cours**

- Cours béton précontrainte, Master I et Master II
- Cours de pont, Master I.
- Cours de béton, licence III et master I.
- T.P (Autodesk structure analyse ROBOT).

### **Logiciels**

- Microsoft Word 2016
- Autocad 2017
- Microsoft Excel
- Autodesk structure analyse (ROBOT) 2017

## Annexe I

### Sections réelles des armatures

Section en  $\text{cm}^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	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

Section en  $\text{cm}^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.