



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil  
Spécialité : Travaux publics  
Option : Voies et Ouvrages D'art**

N° de série :.....

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

# **Etude d'un tablier d'un pont à poutre précontrainte par post tension à hauteur constante**

*Dirigé par : Dr. Belgacem MAMEN*

*Réalisé par : - CHEKHAB Abdelkrim  
- ZERRAD Mohamed*

*Membres de jury :*

*M. REBAI Bilel Président*

*M. ALI RACHEDI Mohamed Examineur*

*M. BEN ADDI Lhachemi Examineur*

**Année Universitaire : 2017-2018**

# Remerciements

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr. Mamen belgacem** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

# DÉDICACE

*Je dédie ce mémoire :*

*A mon père (que Dieu ait son âme)*

*A **ma mère** qui m'a éclairée mon chemin et qui m'a  
encouragé et soutenue*

*toute au long de mes études*

*A mes frères*

*A ma sœur*

*A ma belle famille, surtout les oncles*

*A tout mes ami(e) s*

*A tous qu'ils m'aiment.*

CHEKHAB A.KARIM

# DÉDICACE

*Je dédie ce mémoire :*

*A mon père (que Dieu ait son âme)*

*A **ma mère** qui m'a éclairée mon chemin et qui m'a  
encouragé et soutenue*

*toute au long de mes études*

*A mes frères (aziz.toufik)*

*A ma sœur*

*A ma belle famille, surtout les oncles*

*A tout mes ami(e) s*

*A tous qu'ils m'aiment.*

Mohamed zerrad

## **Table des matières**

---

<b>Remerciements :</b> .....	<b>I</b>
<b>Dédicaces :</b> .....	<b>II</b>
<b>Table des matières :</b> .....	<b>VI</b>
<b>Liste des figures :</b> .....	<b>XII</b>
<b>Liste des tableaux :</b> .....	<b>XV</b>
<b>Introduction générale :</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Généralités sur les ponts</b>	
<b>I.1-Introduction :</b> .....	<b>02</b>
<b>I.2- Généralités sur les ponts :</b> .....	<b>02</b>
<b>I.2.1- Définition d'un pont :</b> .....	<b>02</b>
<b>I.2.2- Les éléments constitutifs du pont :</b> .....	<b>02</b>
<b>I.2.3- Classification des ponts:</b> .....	<b>03</b>
<b>I.2.4- Terminologie du pont.....</b>	<b>05</b>
<b>Chapitre II : Description de l'ouvrage</b>	
<b>II.1-Description de l'ouvrage:</b> .....	<b>06</b>
<b>II.2-Reconnaissance du site :</b> .....	<b>06</b>
<b>II.2-1-recueil des données naturelles.....</b>	<b>06</b>
<b>II-2-2- Recueil des données fonctionnelles :</b> .....	<b>08</b>
<b>Chapitre III : Conception de l'ouvrage</b>	
<b>III-1- Choix et type d'ouvrage :</b> .....	<b>10</b>
<b>III-2- Comment procéder au choix :</b> .....	<b>10</b>
<b>III-2-1- Variante N°1 : pont mixte :</b> .....	<b>11</b>
<b>III-2-1-1- Pré-dimensionnement de la poutre :</b> .....	<b>12</b>

---

III-2-1-2- Les avantages et Les inconvénients de la poutre:.....	14
III-2-2-Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontraint :.....	15
III-2-2-1- Pré dimensionnement de la poutre:.....	15
III-2-3-Variante N°4: pont dalle en béton armé :.....	15
III.2-3-1-Les avantages et les inconvénients de la variante « Pont-dalle » :.....	16
III-3-Aanalyse multicriteres :.....	17
<b>Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux</b>	
IV.1-Introduction:.....	18
IV.2-Béton :.....	18
IV-2-1-Caractéristique mécaniques de béton :.....	19
J.1- Contraintes admissibles a la compression :.....	19
IV.3-L'Acier :.....	22
IV.3-1 - Acier du béton armé :.....	22
IV.3-2-La limite élastique : .....	22
IV.3-3-Module d'élasticité longitudinale de l'acier : .....	23
IV.3-4-Contrainte limite de traction : .....	23
IV.3-4-1-ELU: .....	23
IV.3-4-2-ELS : .....	23
IV.3-5-1- Acier de béton précontraint : .....	23
IV.3-5-1-1-Acier passifs : .....	24
IV.3-5-1-2-Acier actifs : .....	24
IV.3-5-2-La limite élastique : .....	24
IV.3-5-3-Module de Young : .....	24

---

**IV.3-6-Pour notre projet : .....24**

**Chapitre V : Pré-dimensionnement**

**V-1-Introduction :.....25**

**V-2 :Les equipements du tablier : .....25**

**V.2-1- Revetements du tablier: .....25**

**V.2-2- Trottoirs : .....26**

**V.2-3- Garde-corps : .....26**

**V.2-3- Corniche : .....26**

**V.3 :-Prédimensionnement des éléments du tablier : .....26**

**V.3-1 Pré-dimensionnement de la poutre : ..... 26**

**V.3-2-la hauteur de la poutre : .....27**

**V.3-3-Nombre de poutre (N) : .....27**

**V.3-4-Largeur de la table de compression (b) : .....28**

**V.3-5-Epaisseur de la table de compression: .....28**

**V.3-6-Largeur du talon ( $L_t$ ): ..... 28**

**V.3-7-Epaisseur du talon  $e_t$  : .....29**

**V.3-8-Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ): .....29**

**V.3-9-Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis ( $b_0$ ) : .....29**

**V.3-10-Goussets : .....29**

**V.3-11- Hourdis (la dalle)  $h_0$  : .....29**

**V-4- :Résumé des caractéristiques de poutres : .....30**

**V.4-Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre : .....31**

**IV.4-1- Caractéristique géométrique de la poutre rive : .....32**

<b>IV-4-2- Caractéristique géométrique de la poutre à L'intermédiaire :</b> .....	<b>39</b>
<b>Chapitre VI : Calcul des charges et surcharges</b>	
<b>VI.1-Introduction :</b> .....	<b>46</b>
<b>VI.2- Evaluation des charges :</b> .....	<b>46</b>
<b>VI.2-1-La charge permanente (CP) :</b> .....	<b>46</b>
<b>VI.2-1-1-Le poids propre de la poutre :</b> .....	<b>48</b>
<b>VI.2-1-2-le poids propre de la dalle :</b> .....	<b>48</b>
<b>VI.2-1-3-poids propre des entretoises :</b> .....	<b>48</b>
<b>VI.2-1-4-La charge complémentaire permanente (CCP) :</b> .....	<b>48</b>
<b>VI.2-1-4-1-Revêtement :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-4-2-La chape :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-4-3-La corniche :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-4-4-Le trottoir :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-4-5-Le garde- corps :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-4-6-La glissière de sécurité :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-1-5-Poids total de la superstructure :</b> .....	<b>49</b>
<b>VI.2-2-La charge reprise par chaque poutre :</b> .....	<b>50</b>
<b>VI.2-3-. Poids total propre du tablier :</b> .....	<b>50</b>
<b>VI.3-Calcul des surcharges:</b> .....	<b>51</b>
<b>VI.3-1-Quelques définitions :</b> .....	<b>51</b>
<b>VI.3-2-La surcharge de type A(L) :</b> .....	<b>52</b>
<b>VI.3-3-Surcharge de type B :</b> .....	<b>53</b>
<b>VI.3-3-1-Système B<sub>c</sub> :</b> .....	<b>53</b>

---

VI.3-3-2-Système B <sub>t</sub> : .....	56
VI.3-3-3-Système B <sub>r</sub> : .....	58
VI.3-4-Surcharges militaires M <sub>c120</sub> : .....	59
VI.3-5-Charge exceptionnelle : .....	60
VI.3-6-Surcharge de trottoir: .....	60

**CHAPITRE VII : Calcul des efforts longitudinales et horizontales**

VII.1-Determination des moments et des efforts : .....	61
VII.1-1- La méthode numérique (sap 2000) : .....	61
VII.1-2-La modélisation : .....	61
VII.1-3-Moments fléchissant dans les poutres : .....	62
VII.1-3-1Moments fléchissant due au poids propre : .....	62
VII.1-3-2-Calcul Les moments fléchissant dus auxSurcharges :.....	64
VII.1-3-2-1-Moment fléchissant à x=0,5L: .....	64
VII.1-3-2-2-Moment fléchissant à x=0,25L: .....	65
VII.1-3-3-Valeur des Coefficients des combinaisons d'actions :.....	67
VII.1-3-4-Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU) X = 0,5L :.....	68
VII.1-3-5-Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU) X = 0,25L :.....	68
VII.1-3-6-Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS) X = 0,5L :.....	68
VII.1-3-7-Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS) X = 0,25L :.....	69
VII.1-4--Efforts tranchants dans les poutres : .....	70
VII.1-4-1-Efforts tranchants dus aux surcharges : .....	70
VII.1-4-2- efforts tranchants à l'état limite ultime (ELU) X = 0,5L : .....	72
VII.1-4-3- efforts tranchants à l'état limite ultime (ELU) X = 0,25L : .....	72

**VII.1-4-4- efforts tranchants à l'état limite de service (ELS)  $X = 0,5L$  : .....72**

**VII.1-4-5-efforts tranchants à l'état limite de service (ELS)  $X = 0,25L$  : .....73**

**VII.1-5-Détermination de la poutre la plus sollicitée :.....74**

**Chapitre VIII : Etude de la précontrainte**

**VIII.1-Généralités : .....75**

**VIII.2-Introduction : .....75**

**VIII.3-Principe de la précontrainte : .....76**

**VIII.4-precontrainte par post tension : ..... 77**

**VIII.5-procede de precontrainte par post tension : ..... 78**

**VIII.6-calcul de la precontrainte : .....79**

**VIII.7-Calcul du nombre des câbles : .....81**

**VIII.8-Vérification des contraintes normales a ELS : .....82**

**VIII.9-Principe de positionnement des câbles : .....87**

**VIII.10-DISPOSITION DES CABLES :.....87**

**VIII.11-Calcul des pertes de precontraintes :.....90**

**VIII.12-Vérification de la flexion à l'ELS des contraintes de lapoutre : ..... 101**

**VIII.13-Ferraillage de la poutre : .....104**

**Chapitre IV : Calcul des déformations**

**IV.1-Introduction :.....107**

**IV.2-Flèches et contre flèches : .....107**

**IV.3-Calcul des rotations : .....110**

**IV.4-Calcul des déplacements : .....111**

**Chapitre X : Etude de l'hourdis**

<b>X.1--Introduction :</b> .....	<b>113</b>
<b>X.2-Etude de la flexion transversale :</b> .....	<b>113</b>
<b>X.3- Etude de la flexion longitudinal :</b> .....	<b>115</b>
<b>X.4-Vérification des contraintes :</b> .....	<b>117</b>
<b>X.5-.Résistance aux efforts tranchants :</b> .....	<b>119</b>

**CHAPITRE VI : Etude de l'entrotroise**

<b>XI.1-Introduction :</b> .....	<b>120</b>
<b>XI.2-Schéma statique de l'entrotroise :</b> .....	<b>120</b>
<b>XI.3-Détermination des sollicitations :</b> .....	<b>121</b>
<b>XI.4-Ferraillage entrotroise :</b> .....	<b>122</b>

**CHAPITRE XII : les équipements du tablier**

<b>XII .1-Introduction :</b> .....	<b>127</b>
<b>XII .2-Principe de dimensionnement:</b> .....	<b>127</b>
<b>XII .3-Réactions d'appuis:</b> .....	<b>127</b>
<b>XII .4-Dimensionnement des appareils d'appuis selon le guide SETRA :</b> .....	<b>128</b>
<b>XII.4-1Aire de l'appareil d'appui :</b> .....	<b>128</b>
<b>XII .4-2Hauteur nette de l'élastomère T :</b> .....	<b>128</b>
<b>XII .4-3-Dimension en plan de l'appareil :</b> .....	<b>128</b>
<b>XII .4-4-Répartition des efforts horizontaux :</b> .....	<b>129</b>
<b>XII .4.5-Vérification des contraintes :</b> .....	<b>130</b>
<b>XII .4-5-1Limitation des contraintes de cisaillement :</b> .....	<b>1</b>

## **Table des matières**

---

<b>XII .4-6-Dimensionnement des frettes : .....</b>	<b>133</b>
<b>XII .5-Ferraillage de dés d'appui : .....</b>	<b>134</b>
<b>XII .6-Les joints de chaussée : .....</b>	<b>135</b>
<b>XII .6-1-Calcul des joints : .....</b>	<b>136</b>
<b>XII .6-Les gargouilles: .....</b>	<b>137</b>
<b>Conclusion générale : .....</b>	<b>138</b>
<b>Annexe</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Résumé</b>	

## Liste des figures

---

Figure I :1: Les éléments constitutifs du pont :.....	02
Figure I :2: la Terminologie des ponts : .....	05
Figure III.1: Coupe transversale de la poutre à mi travée. : .....	13
Figure III.2 : Coupe transversale de la poutre sur appui. : .....	14
Figure III.3 : Coupe transversale (Pont à poutre). : .....	15
Figure III.4 : pont dalle en béton armé : .....	16
Figure IV.1 :Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton :.21	
Figure IV.2 : Diagramme Contraintes -Déformations de l'acier :.....	23
Figure V.1:les équipements du tablier : .....	25
Figure V.2: coupe transversale d'une poutre. :.....	27
Figure V-3 : Schéma de la section transversal de la poutre :.....	27
FigureV.4 . Table de compression et hourdis général :.....	28
Figure V.5: Coupe transversale de la poutre section I. :.....	30
Figure V.6 :Dimensions de la poutre en appui et en travée :.....	30
Figure V.7 : Dimensions de la poutre intermédiaire A mi travée :.....	32
Figure V.8 : Dimensions de la poutre 'intermédiaire A mi travée avec hourdis :.....	34
Figure V.9 :Dimensions de la poutre 'intermédiaire au niveau de l'appui :.....	36
Figure V.10 :Dimensions de la poutre 'intermédiaire au niveau de l'appui avec hourdis :.....	37
Figure V.11 :Dimensions de la poutre de rive A mi travé : .....	39
Figure V.12 :Dimensions de la poutre de rive A mi travé avec hourdis :.....	41
Figure V.13 : Dimensions de la poutre de rive Au niveau d'appui :.....	43
Figure V.14 :Dimensions de la poutre de rive Au niveau d'appui avec hourdis :.....	44

## Liste des figures

---

Figure VI.1 :Section longitudinal de la poutre. :.....	46
Figure VI.2: Coupe 1-1 :.....	47
Figure VI.3: Coupe 2-2 : .....	47
Figure VI.4: Largeur roulable ( $L_r$ ) , Largeur chargeable( $L_c$ ) : .....	51
Figure VI.5: Système $B_c$ Longitudinalement : .....	55
Figure VI.6: Système $B_c$ transversalement : .....	55
Figure VI.7: Système $B_c$ en plan : .....	55
Figure VI.8 :système $B_t$ : .....	57
Figure VI.9 :Système $B_r$ : .....	58
Figure VI.10: Convoi Mc 120 : .....	59
Figure VII.1 : Modélisation des poutres: .....	61
Figure VII.2 : Modélisation des poutres avec leurs différentes sections:.....	62
Figure VII.3 :Modélisation de la dalle et de l'entretoise:.....	62
Figure VII.4: Schéma de la section longitudinale de la poutre :.....	63
Figure VII.5: Schéma de la section longitudinale de la poutre:.....	63
Figure VIII.1 : Flexion simple d'une poutre simplement appuyée. :.....	76
Figure VIII.2 : Principe de reprise des efforts de traction dans le béton armé. :.....	76
Figure VIII.3 : Elimination des contraintes de traction par un effort de compression axial. : .....	76
Figure VIII.4 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de $P_1$ :.....	83
Figure VIII.5 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de $P_2$ : .....	84
Figure VIII.6 : Diagramme de la combinaison fréquente de $P_1$ :.....	85
Figure VIII.7 : Diagramme de la combinaison fréquente de $P_2$ : .....	85

## Liste des figures

---

<b>Figure VIII.8 : Diagramme de la combinaison rare de <math>P_1</math> :</b>	<b>.....86</b>
<b>Figure VIII.9: Diagramme de la combinaison rare de <math>P_2</math> :</b>	<b>..... 87</b>
<b>Figure VIII.10: Vue en plan des câbles :</b>	<b>.....90</b>
<b>Figure VIII.11: Perte de tension par frottement :</b>	<b>.....91</b>
<b>Figure VIII.12: Pertes dues au recul à l'ancrage:</b>	<b>..... 92</b>
<b>Figure VIII.13: diagramme des tensions :</b>	<b>.....93</b>
<b>Figure X.1 : Diagramme du moment longitudinale. :</b>	<b>.....115</b>
<b>Figure X.5 :ferraillage de l hourdis :</b>	<b>.....119</b>
<b>Figure XI.1 : Bossage pour vérinâge et pour appareil d'appui. :</b>	<b>.....120</b>
<b>Figure XI.2: Schéma du vérinâge dans le cas d'un vérin entre chaque poutre. :</b>	<b>.....121</b>
<b>Figure XI.3 : ferraillage de l'entretoise :</b>	<b>.....126</b>
<b>Figure XII.1 : Appareil D'appui. :</b>	<b>.....134</b>
<b>Figure XII.2: Ferraillage du dé d'appui. :</b>	<b>.....135</b>
<b>Figure XII.3: Joint de chaussée. :</b>	<b>..... 137</b>

## liste des tableaux

---

Tableau III.1: les choix des ponts pour une seul travée :.....	11
Tableau III.2 : les choix des ponts pour plusieurs travées. : .....	11
Tableau III.1 : Analyse multicritères. : .....	17
Tableau IV.1 :les valeurs de déformation longitudinales du béton. : .....	20
Tableau V.1: Caractéristique géométrique de la poutre seule qu'utilisiez a mi travée :.33	
Tableau V.2:Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi qu'utilisiez a mi travée :.....	35
Tableau V.3: Caractéristique géométrique de la poutre seule à au niveau d appui :.....	36
Tableau V.4: Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi au niveau d appui : .....	38
Tableau V.5: Caractéristique géométrique de la poutre seule a mi travée :.....	40
Tableau V.6: Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi a mi travé.....	42
Tableau V.7: Caractéristique géométrique de la poutre seule au niveau d appui :.....	43
Tableau V.8: Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi au niveau d'appui : .....	45
Tableau VI .1 : Charge reprise par poutre :.....	50
Tableau VI.2 : Classe de pont : .....	52
Tableau VI .3 :Coefficient de dégressivité transversale de la charge :.....	52
Tableau VI .4:valeur de $V_0$ :.....	53
Tableau VI.5:surcharge A (L) : .....	53
Tableau VI.6:Les valeurs du coefficient $b_c$ :.....	55
Tableau VI.7: les valeurs de $B_c$ pour différentes voies charges :.....	56
Tableau VI.8: Coefficient ( $b_t$ ) :.....	57
Tableau VI.9:La charge ( $B_t$ ) par voie :.....	58

## **liste des tableaux**

---

<b>Tableau VII :1 : Valeur de moment et l'effort tranchant de la poutre intermediaire:.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau VII :2 : Valeur de moment et l'effort tranchant de la poutre de rive :.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau VII :3 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant : .....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau VII :4:Coefficients des combinaisons d'actions : .....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau VII :5: Tableau récapitulatif des moments à l'ELU : .....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau VII :6 :Tableau récapitulatif des moments à l'ELU : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :7 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELS : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :8: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :9 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants : .....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau VII :10 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU : .....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau VII :11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU :.....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VII :12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS : .....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VII :13: Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS : .....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VIII.1: caractéristiques géométriques de la poutre. : .....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VIII.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte : .....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau VIII.3: les caractéristiques géométriques de la poutre seule : .....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau VIII.4 : Combinaison quasi-permanente de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VIII.5: Combinaison quasi-permanente de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VIII.6: Combinaison fréquente de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>84</b>
<b>Tableau VIII.7: Combinaison fréquente de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>85</b>
<b>Tableau (VIII.8): Combinaison rare de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>86</b>
<b>Tableau (VIII.9) : Combinaison rare de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>87</b>
<b>Tableau VIII .10: Tracé de câble N°1 : .....</b>	<b>89</b>

## **liste des tableaux**

---

<b>Tableau VII :1 : Valeur de moment et l'effort tranchant de la poutre intermediaire:.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau VII :2 : Valeur de moment et l'effort tranchant de la poutre de rive :.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau VII :3 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant : .....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau VII :4:Coefficients des combinaisons d'actions : .....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau VII :5: Tableau récapitulatif des moments à l'ELU : .....</b>	<b>68</b>
<b>Tableau VII :6 :Tableau récapitulatif des moments à l'ELU : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :7 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELS : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :8: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS : .....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau VII :9 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants : .....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau VII :10 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU : .....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau VII :11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU :.....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VII :12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS : .....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VII :13: Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS : .....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VIII.1: caractéristiques géométriques de la poutre. : .....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VIII.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte : .....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau VIII.3: les caractéristiques géométriques de la poutre seule : .....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau VIII.4 : Combinaison quasi-permanente de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VIII.5: Combinaison quasi-permanente de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VIII.6: Combinaison fréquente de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>84</b>
<b>Tableau VIII.7: Combinaison fréquente de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>85</b>
<b>Tableau (VIII.8): Combinaison rare de <math>P_1</math> : .....</b>	<b>86</b>
<b>Tableau VIII.9 : Combinaison rare de <math>P_2</math> : .....</b>	<b>87</b>
<b>Tableau VIII .10: Tracé de câble N°1 : .....</b>	<b>89</b>

## liste des tableaux

---

Tableau VIII.11 : Tracé de câble N°2 : .....	89
Tableau VIII.12 : Tracé de câble N°3: .....	90
Tableau VIII.13 : Tracé des câbles : .....	90
Tableau VIII.14 : Pertes par frottement à $x = 0.5L$ : .....	91
Tableau VIII.15 : Pertes par frottement à $x = 0.25L$ : .....	92
Tableau VIII.16 : Calcul de la valeur d : .....	93
Tableau VIII.17: Calcul des pertes dues à l'ancrage : .....	93
Tableau VIII.18: pertes par raccourcissement instantanée câble d'about. : .....	95
Tableau VIII.19: Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados. : .....	96
Tableau VIII.20: Les pertes instantanées totales des câbles de l'about :.....	96
Tableau VIII.21: Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados : .....	97
Tableau VIII.22: Les pertes dues au retrait du béton : .....	98
Tableau VIII.23 : Les pertes dues au fluage du béton : .....	98
Tableau VIII.24: Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about :.99	
Tableau VIII.25 : Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados : .....	100
Tableau VIII.26: Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about :.....	100
Tableau VIII.27 : Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados :....	101
Tableau VIII.28 : Pourcentage réel des pertes :. ....	101
Tableau VIII.29: Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension :....	102
Tableau VIII.30 : Détermination des contraintes à la mise en tension :.....	102
Tableau VIII.31: Caractéristiques géométriques de la poutre en service :.....	103
Tableau VIII.32 : Détermination des contraintes en service :.....	104

---

**Tableau IV.1 : Les moments calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) :.....108**

**Tableau IV.2: Les moments statiques calculés dans les sections (1et 2):.....109**

**Tableau X .1 : Les moments fléchissant max et min. :.....113**

**Tableau X .2 : Les moments fléchissant max et min :.....115**

**Tableau X.3 : tableau de vérifications des contraintes de l'hourdis en travée à l'ELS :.....118**

**Tableau X.4 : tableau de vérifications des contrainte de l'hourdis en appui à l'ELS :.118**

**Tableau XI.1 : Moments fléchissant et l'effort tranchent del'entretoise à l'ELU et l'ELS :.....122**

**Tableau XI.2: Ferrailage de l'entretoise à l'ELU :.....123**

**Tableau XI.3: Ferrailage de l'entretoise à l'ELS :.....123**

### Introduction générale

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de SKIKDA propose une route qui traverse un OUED sur plus de 50m ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé; la nécessité d'un tel ouvrage est justifiée en remplacement d'un tronçon jusqu'ici submersible.

Il faut disposer de toutes les données nécessaires à l'étude telle que :

- Les données naturelles : qui concernent le sol, les rivières à franchir, leurs hydrologies ainsi que l'ensemble des éléments de son environnement.
- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, c'est un ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la faisabilité, l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

## I.1-Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question: comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

## I.2- Généralités sur les ponts :

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

### I.2.1- Définition d'un pont :

Tout simplement un pont est un ouvrage de franchissement, il permet de franchir un obstacle qui peut être un oued, une route, une voie ferrée,...etc.

### I.2.2- Les éléments constitutifs du pont :

Quelle que soit l'utilité du pont : pont-route, pont-rail, pont-canal, passerelle piétons, ou autres, ils sont constitués de deux éléments principaux :

**Le tablier:** c'est une partie sensiblement horizontale de l'ouvrage qui assure le franchissement.

**Les appuis :** ils peuvent avoir des configurations très variées : voiles, poteaux et chevêtres, piles, pylônes, culées, piles-culées, ...etc.

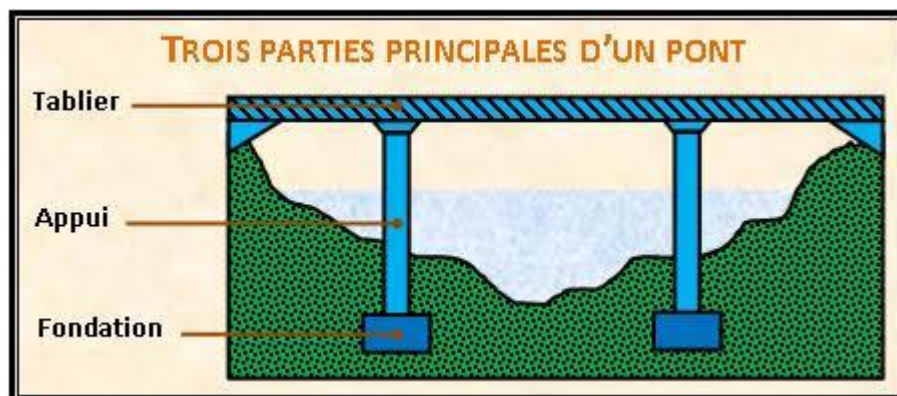


Figure I.1 : Les éléments constitutifs du pont.

**I.2.3- Classification des ponts:**

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, comme suit :

**a) Selon la fonction :**

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir :

- **Un pont-route ou pont routier** : C'est un ouvrage portant une route.
- **Un pont-rail ou pont ferroviaire** : Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- **Une passerelle** : C'est un ouvrage portant une voie piétonne.
- **Pont-levis** : un pont-levis est un type de pont mobile qui se baisse et se lève pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié.

**b) Selon les matériaux de construction :**

Il existe des ponts :

- en bois.
- en maçonnerie, parfois appelés pont de pierre dans de nombreuses villes.
- en métal.
- en béton armé.
- en béton précontraint.
- mixte acier-béton.

**c) Selon la mobilité** : un pont dont le tablier est mobile sur une partie ou sur la totalité de la portée pour permettre le passage pour des raisons de sécurité ou pour donner passage à un autre trafic.

- Pont fixe
- Pont flottant
- Pont levant verticalement : un pont dont le tablier subit une translation verticale tout en restant horizontal.
- Pont tournant autour d'un axe vertical
- Pont roulant horizontal
- Pont basculant

**d) Selon le fonctionnement mécanique (RDM)**

**Pont isostatique :** pont dont les éléments de réduction peuvent être obtenus en utilisant les trois équations d'équilibre. Parmi ces ponts on peut citer :

- Les ponts en console
- Les ponts cantilevers
- Les ponts à travées indépendantes

**Pont hyperstatique:** pont dont les éléments de réduction seront déterminés en faisant intervenir les déformations pour avoir les équations supplémentaires. Parmi ces ponts on peut citer :

- Les ponts cadres
- Les ponts à travées continues
- Les ponts à béquilles
- Les ponts bow-strings
- Les arcs encastrés aux deux extrémités

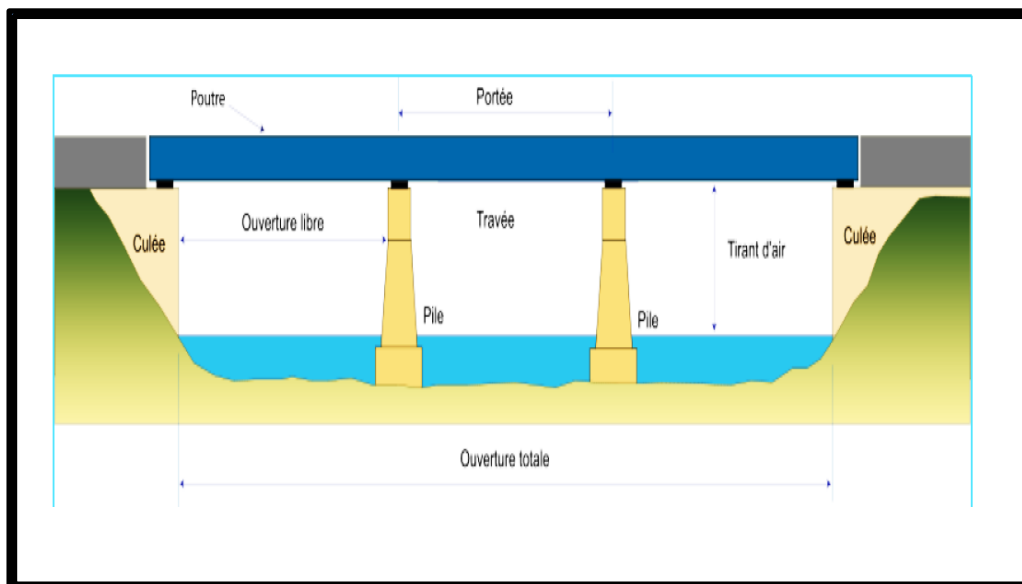
#### **e)Selon la configuration générale**

- Ponts voutes,
- Ponts à poutres
- Ponts dalles
- Ponts suspendus
- Ponts à béquilles
- Ponts bow-strings, arc à tablier inférieur qui sert de tirant

#### **I.2.4- Terminologie du pont**

- **Tablier :** C'est le platelage (dalle) où circulent les véhicules ;
- **Poutres principales (maîtresse) :** Ce sont les poutres de pont dans le sens de la circulation ;
- **Entretoises :** Ce sont des poutres transversales d'un pont, c'est à dire perpendiculaires aux poutres principales et ont pour rôle d'éviter le basculement ;
- **Culées :** Appuis extrêmes du pont dont le rôle est de retenir les terres et de transmettre les charges à la semelle dans le bon sol ;
- **Piles :** Appuis intermédiaire du pont ;
- **Appuis :** Ce sont les supports sur lesquels repose le tablier ;

- **Appareils d'appuis** : Ce sont des éléments du pont placés entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitations, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation ;
- **Travée** : C'est la partie du pont située entre deux appuis successifs ;
- **Portée** : C'est la distance entre axe de deux appuis successifs ;
- **Ouverture** : C'est la distance entre nu de deux appuis ;
- **Gabarit** : C'est la section géométrique nécessaire pour le passage qu'il faut laisser au-dessus et en dessous du pont. ;
- **Pieux** : Colonne en béton ou en métal servant à reporter les efforts du pont sur le bon sol.



**Figure I.2 :** la Terminologie des ponts.

**II.1-Description de l'ouvrage:**

Le présent passage supérieur comprend un tablier ayant une chaussée de 5,6 m, deux trottoirs de 1,26 m chacun et deux corniches de 0,21 m chacune. la largeur du tablier est donc de 8,55 m. le tablier comprend deux travées de 26,5 m chacune avec une longueur totale de 53 m.

**II.2-Reconnaissance du site :**

L'ingénieur concepteur chargé de l'étude est disposé de connaître l'ensemble des données du franchissant pour s'engager dans des bonnes conditions.

**II.2-1-Recueil des données naturelles**

Une visite du site par l'ingénieur, est une étape essentielle dans l'élaboration du projet, les principaux éléments à recueillir sont :

**a) La topographie:**

Il convient de disposer d'un levé topographique aussi précis que possible, pour déterminer, le degré des terrassements et les cotes d'implantation des appuis une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

**b) l'hydrologie :**

La wilaya de Skikda est située au nord de l'Algérie, elle est caractérisée par une forte précipitation se qui explique l'importance et l'agressivité des crues, donc il faut prendre en compte les problèmes d'affouillement.

**c) La reconnaissance géotechnique:**

Pour déterminer la portance du sol de fondation. Donc il faut procéder à des études géotechniques et géologiques préalables au moyen de forages d'identification géologique, de sondage, d'essais physique et mécanique sur des échantillons soumis à laboratoires..... etc.

Les résultats des études géologiques sont interpréter et utilisés pour le choix de type de fondation et leur dimensionnement.

**d) Les actions naturelles:****d-1) effet du vent :**

Il est considéré comme une pression statique dans les structure rigide telles que les ponts en béton, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude sur la variation de vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

**d-2) effet de la neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ex : ouvrage en phase de construction).

**d-3) effet de climat :****d-3-1) Actions thermiques:**

C'est une influence sur la vie de la structure qui suit les changements saisonniers ; Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments Structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. La température intervient dans les justifications des joints de chaussée, des appareils d'appuis et des d'appuis.

**d-3-1) Actions atmosphériques :**

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion d'acier devient sensible au-delà d'un seuil de taux d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %. La présence de poussière et d'autres dépôts solides étrangers favorise le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

**e) effet de séisme:**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux dus à une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Dans notre cas :

- L'ouvrage est situé dans la ville de SKIKDA cette région est classée comme une zone à moyenne sismicité IIa selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA 2008.

- Le pont est classé en groupe 2.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres

Suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appareils appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Alors on a pour objectifs :

- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

### **II.2-2-Recueil des données fonctionnelles :**

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction et sa mise en service. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées (Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers), et des voies ou obstacles franchis (Le gabarit et les ouvertures), Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage.

Les données relatives à la voie portée :

#### **a) Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques, pour notre cas, la structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 53 m.

**b) profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. Donc il définit en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

Pour notre ouvrage, il présente une pente longitudinale de 2,5% et une Longueur de 53 m.

**c) Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

La largeur totale de l'ouvrage : 8,55 m

Largeur roulable :  $L_r = 5,6$  m.

Nombre de voies de circulations :  $N = 2$  voies.

La pente : 2,5 % en toit.

Largeur de trottoir :  $L = 1,26$  m.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation de BAEL91, BPEL91 et du FASICULE61TITRE2 pour les surcharges roulantes.

Les surcharges considérées sont :

- Surcharge A(L).
- Surcharge B.
- Surcharge militaire  $M_{C120}$  .
- Surcharge sur les trottoirs :  $150 \text{ Kg/m}^2$ .

**III.1- Choix et type d'ouvrage :**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

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

Plus approfondies D'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

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

- profil en long de la chaussée
- position possible pour les appuis
- la nature du sol
- le gabarit à respecter

**III.2- Comment procéder au choix :**

Les différentes conditions imposées conduit suivant les cas à diverses conclusions :

Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée dans ce cas il faut faire modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits

Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.

plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus par exemple pour des portées de l'ordre de 100m on peut hésiter entre un pont en béton précontraint et un pont métallique.

**La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier avec quelques aspects architecturaux, économiques et durables.**

**Ponts à une seule travée**

La portée (m)	<8m	<15m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 100m	>100m
Les solutions probables	-Ponceau en plein cintre -Pont cadre -Portique en béton armé	Ponceau vouté en plein cintre	Pont a poutre béton précontrainte	Pont a travée indépendant en acier avec des poutres latérale triangulées avec tablier inferieur	-Pont a béquilles en béton précontraint ou en acier -Pont Bow-string -Pont arc en Béton armé ou en acier

**Tableau III.1:** les choix des ponts pour une seul travée.

**Ponts à plusieurs travées**

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pont dalle à encorbellement</li> <li>✓ Pont mixte a poutres métalliques</li> <li>✓ Pont a poutres en béton précontraint</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pont en béton précontraint</li> </ul> Construit encorbellement <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pont a poutre continue en acier</li> <li>✓ Pont a hauban</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pont suspendu</li> <li>✓ Pont a hauban</li> </ul>

**Tableau III.2 :** les choix des ponts pour plusieurs travées.

trios variantes sont envisagées :

- **Variante N°1** : pont mixte.
- **Variante N°2** : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.
- **Variante N°3** : pont dalle en béton armé.

**III.2-1- Variante N°1 : pont mixte :( pont mixte à poutre de 01 travée de 33.4 m)**

L'appellation de « pont mixte » recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (Pont a poutres sous chaussées), on distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

### III-2-1-1- Pré-dimensionnement de la poutre :

#### a) Nombre de poutre :

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

$$N = La/d$$

La : est la largeur du tablier égale à 8.55 m.

On fixe l'espacement :  $d = 5\text{m}$

$$N = 8.55 / 5 = 1.71 \text{ on prendra : } N = 2 \text{ poutres}$$

#### b) Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les cinq conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambement.
- Fatigue.
- Voilement.

On considère ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui, sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14 mm et ne dépasse pas 20 mm sur appui donc nous prendrons :

- Une épaisseur de 10 mm à mi travée.
- Une épaisseur de 20 mm sur appui.

#### c) Semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

#### • Semelle supérieure en travée :

La largeur de la semelle varie entre 200 mm et 500 mm et l'épaisseur entre 12 et 40 mm, on prendra donc :

- Une largeur de 200 mm.
- Une épaisseur de 15 mm.

#### • Semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900 mm et l'épaisseur entre 20 et 40 mm, on prendra donc:

- Une largeur de 400 mm.
- Une épaisseur de 20 mm.

- **Semelle inférieure en travée:**

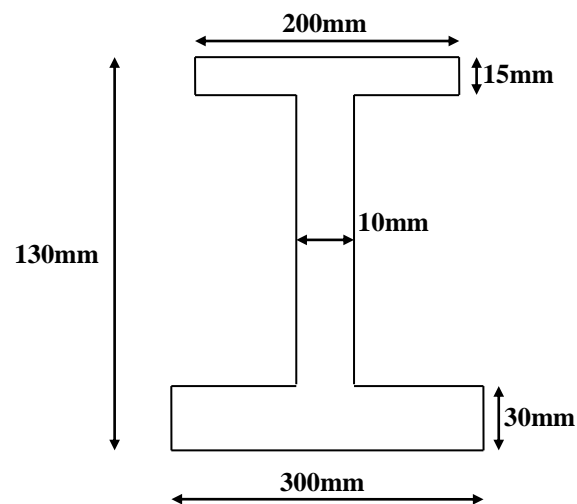
La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600 mm et l'épaisseur entre 20 et 40 mm, on prendra donc:

- Une largeur de 300 mm
- Une épaisseur de 30 mm

- **Semelle inférieure sur appui :**

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

- Une largeur de 600 mm
- Une épaisseur de 30 mm



**Figure III.1 :** Coupe transversale de la poutre à mi travée.

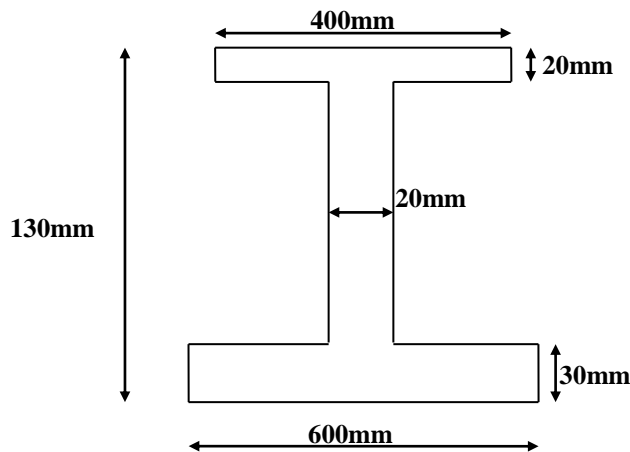


Figure III .2 : Coupe transversale de la poutre sur appui.

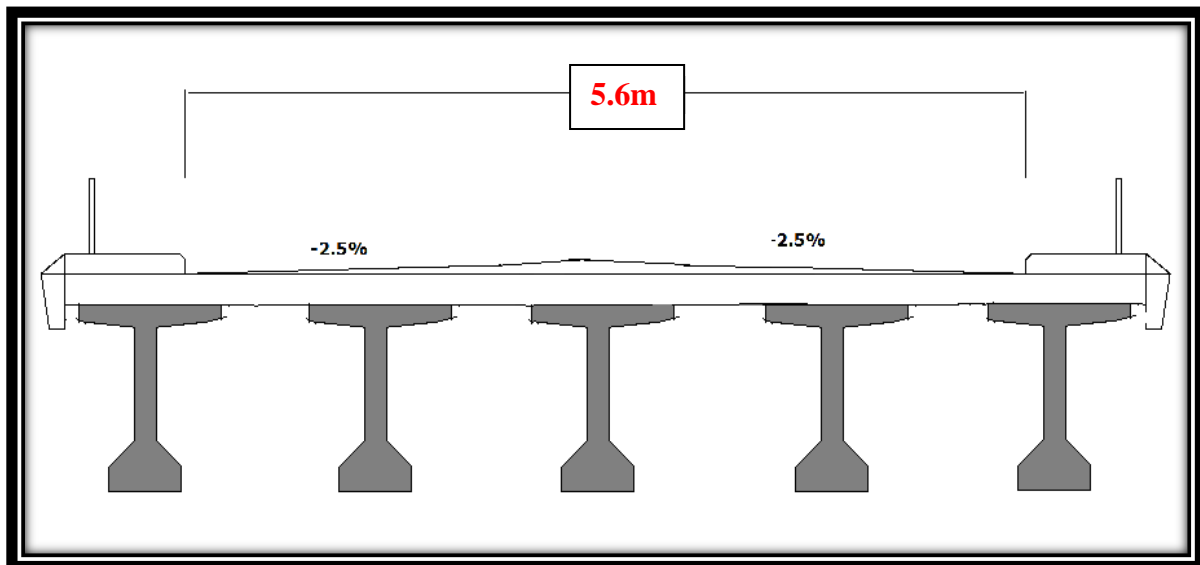
### III.2-1-2- Les avantages et les inconvénients de la poutre:

#### a) Les avantages :

- ✓ La possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- ✓ La rapidité d'exécution globale.
- ✓ La précision dimensionnelle des structures.

#### b) Les inconvénients:

- ✓ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- ✓ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✓ Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- ✓ Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- ✓ L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

**III.2-2-Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontraint :**

**Figure III.3:** Coupe transversale (Pont à poutre).

**III.2-2-1- Pré dimensionnement de la poutre:** (Voir le chapitre de pré dimensionnement)**III.2-2-2-Les avantages et les inconvénients :****a) Les avantages :**

- ✓ Facilité de l'étude.
- ✓ Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- ✓ Bonne protection des armatures d'acier.
- ✓ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.

**a) Les inconvénients :**

- ✓ l'obligation d'attendre que la mise en tension soit fait pour pouvoir décoffrer.
- ✓ la nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose de gaines et câble et pour la mise en tension des câbles.

**III.2-3-Variante N°3: pont dalle en béton armé :**

Les ponts en dalles en béton armé sont préférables pour les portés de 15 à 20 m, on ne peut pas réaliser cette méthode pour les raisons suivantes :

- Il consomme plus de béton et d'acier, pour une portée supérieur à (20 m)
- On ne peut pas implanter deux appuis intermédiaires.

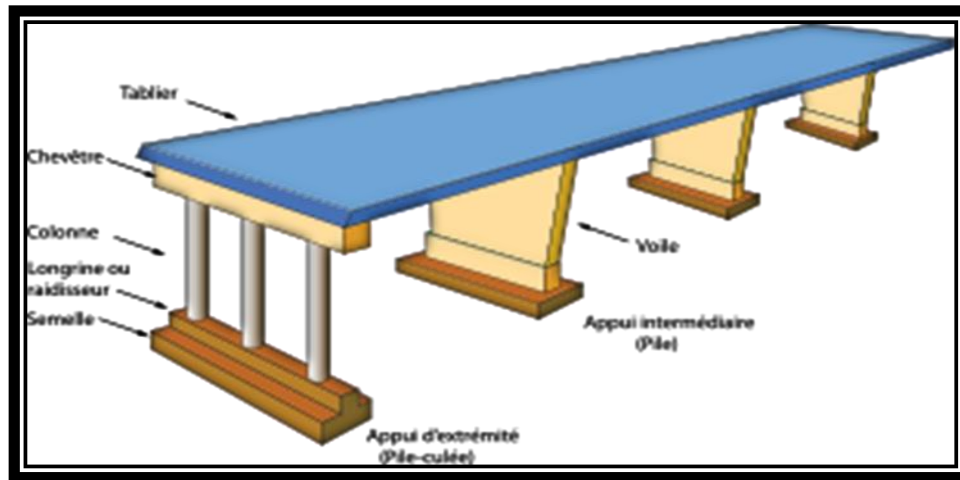


Figure III .4 : Pont dalle en béton armé.

### III.2-3-1-Les avantages et les inconvénients de la variante « Pont-dalle » :

#### a) Avantage :

- ✓ Facilité de réalisation ; coffrage simple avec la possibilité de réutilisation des équipements.
- ✓ Grâce à l'importance de sa rigidité horizontale les dalles peuvent résister aux chocs horizontaux.

#### b) Inconvénients :

- ✓ Consommation relativement élevée des matériaux.
- ✓ Comme tous les ouvrages continus le pont-dalles est sensible aux tassements d'appuis.

III.3-ANALYSE MULTICRITERES :

Pour cette analyse nous résumerons nôtre étude de variantes en quatre points importants

Type de pont Critères Choix	Pont a poutres en béton précontraint	Pont mixte à poutre métallique	pont dalle en béton armé
Economie	moins chère	chère	chère
Entretien	Facile	difficile	facile
Esthétique	Mauvais	bonne	moyenne
Exécution	facile	facile	facile

Tableau III.1 : Analyse multicritères.

Commentaires :

▪ **Pont à tablier mixte :**

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport. En outre, la nature de franchissant qui est un oued présente un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

▪ **Pont à poutres précontraintes :**

En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable, ce qu'il n'est pas intéressant car son implantation est en rasa compagne. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, se qui réduit les délais de réalisation et le coûts global du projet.

▪ **Pont dalle en béton armé:**

Ce type de pont est inutilisable dans le cas des ponts de grandes et plusieurs travées et qui franchir un oued.

Conclusion :

Après la comparaison des trois variantes nous prenons la variante « pont à poutres par post tension », il est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment.



**IV.1-Introduction:**

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

Les règlements BAEL91 et BPEL91 utilisant les états limites :

- ✓ E.L.U : concernant le nom ruine de l'ouvrage.
- ✓ E.L.S : concernant la durabilité.

Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements. Les caractéristiques des Matériaux dépendent de ces lois.

**IV.2-Béton :**

C'est un matériau composite qui contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA), il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

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

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.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers

Béton précontraint en phase de construction :  $f_{cj} = 30\text{Mpa}$ .

Béton précontraint en phase d'exploitation :  $f_{c28} = 35\text{Mpa}$ .

Dalles et entretoises en Béton Armé :  $f_{c28} = 35\text{Mpa}$ .

La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}$ .

**IV-2-1-Caractéristique mécanique de béton :****a) La résistance Caractéristique à la compression :**

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statistique.

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de  $j < 28$  jours, et pour un béton non traité thermiquement.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Au-delà  $j = 28$  jours, on admet pour les calculs de résistances que :  $f_{cj} = f_{c28}$

### b) La résistance à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Elle caractéristique à la traction, à l'âge  $j$  jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule Selon les règles du BAEL et BPEL :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}.$$

soit pour ( $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ ) :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ Mpa} \quad \text{pour } (f_{c28} = 35 \text{ Mpa}).$$

### c) Déformation du béton:

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte-déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne. Si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante qui amène à distinguer le module tangent du module sécant. Cependant pour les valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à 50 % au-delà contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur  $E_{ij}$  du module instantané.

Le module  $E_{ij}$  est en fonction croissante de la résistance à la compression.

### d) Déformation longitudinales du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton ( $E_{ij}$ ) défini par les règles BPEL comme suit :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h (telle que surcharge routière, gradient thermique...etc.), Le module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Sous des contraintes de longue durée d'application. (tel que poids propre, superstructures, précontrainte...etc.), et pour tenir en compte des effets de fluage. On a un module de déformation longitudinale différé du béton :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Soit pour :

$f_{c28}$ (Mpa)	$E_{ij}$ (Mpa)	$E_{vj}$ (Mpa)
35	35981,93	12102,95

**Tableau IV.1** : les valeurs de déformation longitudinales du béton.

### e) Déformation transversale G :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

Où :  $\nu$  : représente le coefficient de poisson .

le coefficient de poisson prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.2$  pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$  pour un béton fissuré (ELU).

### f) Contraintes admissibles :

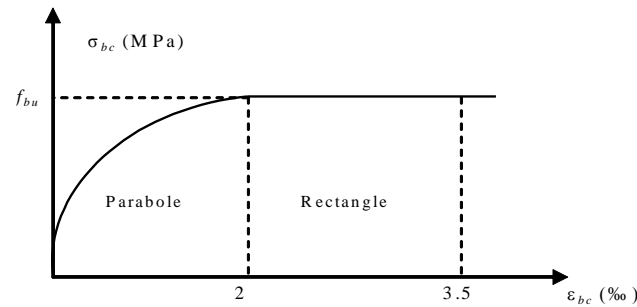
On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

#### J).1- Contraintes admissibles a la compression :

##### J).1.1 -Contrainte de calcul à L'E.L.U :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$



**Figure.IV.1** :Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Avec :

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b$  : 1,5 situation durable ou transitoire.

$\gamma_b$  : 1.15 situation accidentelle

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est} \\ & \text{supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0 & \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h.} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence Défavorable :

➤ De la durée d'application de la charge.

$$f_{bu} \begin{cases} 19,83\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{Mpa.} \\ 25,86\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35\text{Mpa.} \end{cases}$$

**J).1.2-Contrainte de calcul à L' E.L.S :**

La contrainte à l'état limite supposée que l'on reste dans le domaine élastique de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} .$$

Soit pour :

$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)
35	21

**IV.3-L'Acier :**

**IV.3-1 - Acier du béton armé :**

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression. Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400.

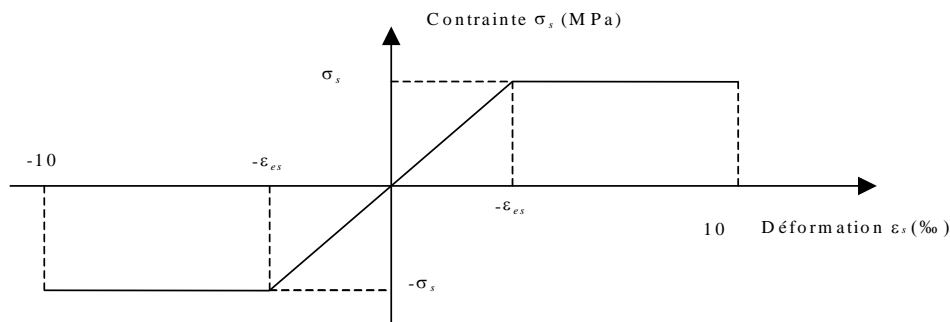
**IV.3-2-La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haut Adhérence de classe FeE400.

Sa limite élastique égalée à 400 MPa.

**IV.3-3-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa} .$$



**Figure IV.2:**Diagramme Contraintes -Déformations de l'acier.

**IV.3-4-Contrainte limite de traction :**

**IV.3-4-1-ELU:**

Dans les calculs relatifs à ELU, on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{en situations accidentelles.} \\ 1.15 & \text{en situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

#### IV.3-4-2-ELS :

Dans c'est état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- fissuration peu nuisible  $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3}, 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right)$
- fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2}, 90\sqrt{n \times f_{tj}} \right)$

Avec :

$$n = \begin{cases} 1 & \text{pour les treillis soudés et les ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les aciers à haut adhérence.} \end{cases}$$

#### IV.3-5-1- Acier de béton précontraint :

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 et limiter la fissuration dans le béton .

##### IV.3-5-1-1-Acier passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

##### IV.3-5-1-2-Acier actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

ILS sont classés par catégories :

- File.
- Barres.
- Torons.

La précontrainte initial à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

$F_{prg}$  : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte

$F_{peg}$  : La limite d'élasticité garantie de l'acier de précontrainte

#### IV.3-5-2-La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, On définir la limite élastique comme étant un allongement résistance de 0.1% la limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie a la rupture.

#### IV.3-5-3-Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal  $E_p$  des aciers de précontrainte est pris égalé à :

$$E_p \begin{cases} 200000 \text{ Mpa pour les barres.} \\ 190000 \text{ Mpa pour les torons.} \end{cases}$$

#### IV.3-6-Pour notre projet :

Les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans ce projet sont :

Nous choisirons des câble 12T15 ayons les caractéristiques suivantes :

- Câble de type FREYSSINET.
- Section nominale de l'acier :  $A_p = 1800\text{mm}^2$ .
- Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1573\text{Mpa}$ .
- Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1770\text{Mpa}$ .
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0,2/\text{rad}$ .
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 0,002/\text{m}$ .
- Recul d'ancrage  $g = 6\text{mm}$ .
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000\text{Mpa}$ .

**V-1-Introduction :**

Les ponts à poutres ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts.

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Pour notre pont nous allons envisager des poutres précontraintes par post-tension (VIPP), en section I

**V-2 :Les équipements du tablier :**

La conception complète d'un ouvrage elle doit donc obligatoirement comprend le détail concernant

les équipements :

1. Revêtements du tablier (couche de roulement, étanchéité).
2. Trottoirs.
3. Dispositifs de retenue.
4. Corniches.

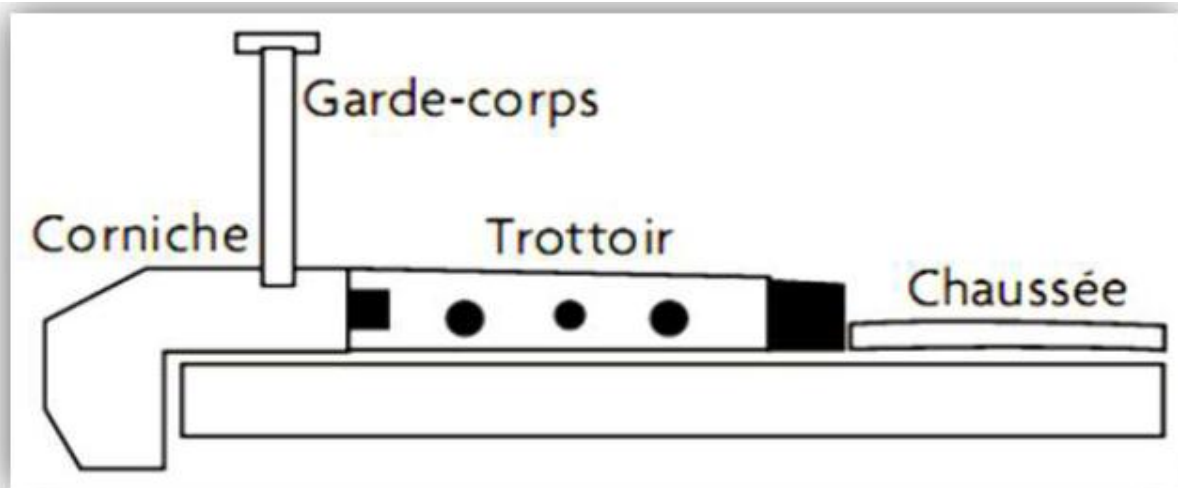


Figure V.1:les équipements du tablier

**V.2-1- Revêtements du tablier:****a) Etanchéité :**

Pour protéger les armatures dans le béton -car ce dernier n'est pas parfaitement étanche- il est

donc nécessaire de disposer une chape ( $\gamma=2.4 \text{ t/m}^3$ ) d'étanchéité sur toute les dalles de couvertures en béton.

**b) Couche de roulement :**

La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courant est de 7 à 8cm, Dans notre projet on prendra 7 cm pour la couche de roulement. Et dont

la masse volumique varie, selon la qualité et la compacité entre 2.2 et 2.5 t/m<sup>3</sup>.

**V.2-2- Trottoirs :**

Un trottoir est un espace réservé aux piétons de chaque côté du pont, En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile. Dans notre cas les trottoirs sur caniveau sont les plus intéressants car ils sont léger permet de disposer, sous les dallettes, des canalisations ou des câbles.

Pour notre pont, nous avons choisis des trottoirs de largeur  $L_t$  de 1,26m, .

**V.2-3- Garde-corps :**

Sur les ponts, nous aurons des bords libres sur les deux côtés, et pour assurer la sécurité des piétons, nous placerons le long de la dalle de chaussée des dispositifs de retenue (simple barrière de sécurité) qui sont les garde- corps.

Pour notre tablier, nous avons opté pour un garde- corps en acier, qui est couramment utilisé, a un poids propre de 0,15t/ml (de chaque côté), et sa hauteur est, pour un trafic de piétons autorisé (notre route n'est pas une voie expresse ou une AutoRoute)

**V.2-3- Corniche :**

C'est une finition décorative à l'extrémité du tablier (située à la partie haute du tablier au bord latéral extérieur), elle a un rôle essentiellement esthétique.

La corniche joue également d'autre fonction indépendante de l'esthétique : scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir.

**V.3 :-Prédimensionnement des éléments du tablier :**

Tout Prédimensionnement des éléments constituant l'ouvrage se fait à l'aide des guides de (S.E.T.R.A)

**V.3-1Pré-dimensionnement de la poutre :**

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

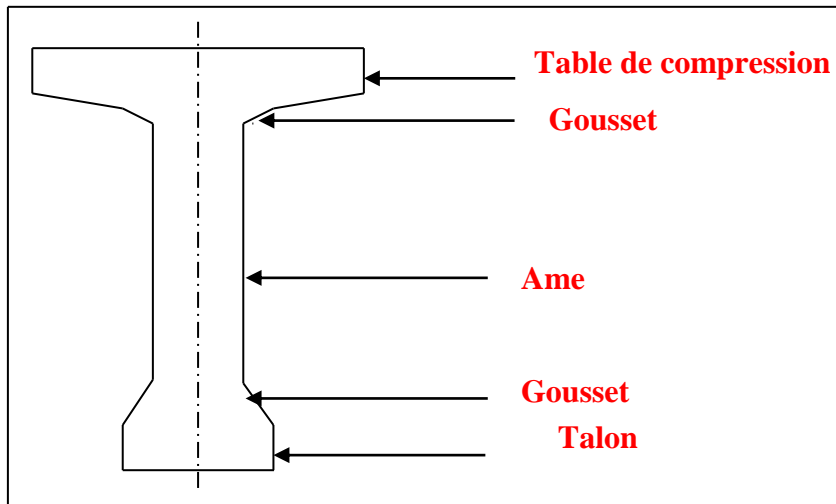


Figure V.2 : coupe transversale d'une poutre.

### V.3-2-la hauteur de la poutre :

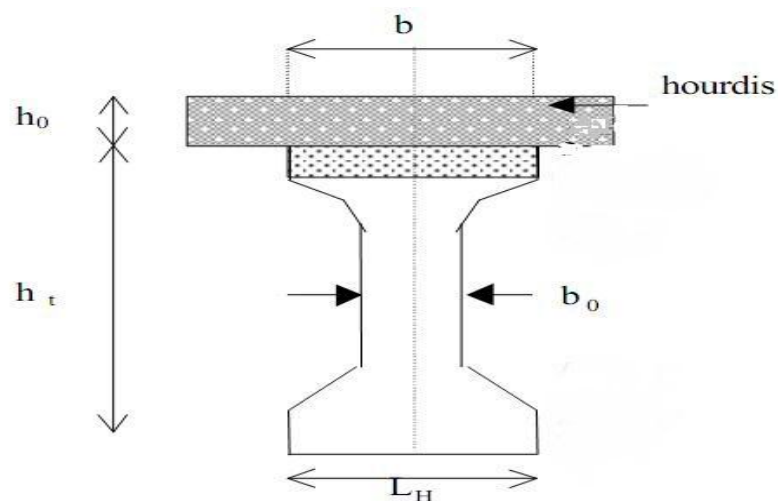


Figure V.3: Schéma de la section transversal de la poutre.

L'élancement des poutres varie entre :  $\frac{L}{22} \leq h_t \leq \frac{L}{18}$

L : la longueur de travée

On a :  $L = 26.5\text{m}$  alors  $1.20 \leq h_t \leq 1.47\text{m}$ .

On prendra  **$h_t = 1.30\text{ m}$** .

### V.3-3-Nombre de poutre (N) :

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

$$N = \frac{La}{d}$$

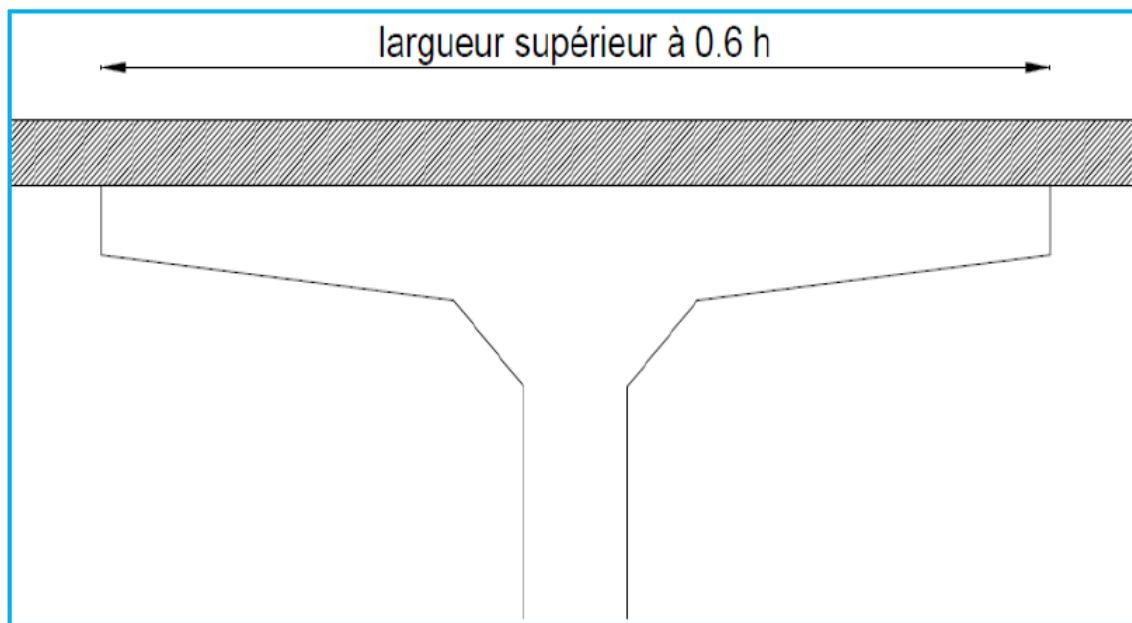
La : la largeur de la poutre

d : entraxe des poutres :  $1.5 \leq d \leq 2.5$  . On fixe entraxe  $d = 1.83$  m

$N = (8.55 / 1.83) = 4.67 \Rightarrow$  on prend  **$N = 5$  poutres.**

#### V.3-4-Largeur de la table de compression (b) :

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



**Figure V.4 :**Table de compression et hourdis général

$$0.6 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.6 \times 1.5 \leq b \leq 0.7 \times 1.5$$

$$0.9\text{m} \leq b \leq 1.05\text{m}$$

On prend :  **$b = 1.00$  m.**

#### V.3-5-Epaisseur de la table de compression:

$$12\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

Donc :  **$e = 11$  cm.**

#### V.3-6-Largeur du talon ( $L_t$ ):

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$0.4 h_t \leq L_t \leq 0.8 h_t$$

$$52\text{cm} \leq L_t \leq 104\text{cm}$$

on prend  **$L_t = 55\text{cm}$ .**

**V.3-7-Epaisseur du talon  $e_t$  :**

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante:  $10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$

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

**V.3-8-Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ):**

$$15\text{cm} \leq b_0 \leq 25$$

On fixe :  $b_0 = 22\text{ cm}$ .

**V.3-9-Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis ( $b_0$ ) :**

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.

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

On fixe :  $b_0 = 30\text{ cm}$ .

**V.3-10-Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

Gousset de la table de compression et gousset du talon :

En travée:  $\alpha_1 = 45^\circ \Rightarrow e_1 = 16.5\text{cm}$ .

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_1 = 39.\text{ cm}$ .

A l'appui:  $\alpha_1 = 45^\circ \Rightarrow e_1 = 22.5\text{cm}$

**V.3-11- Hourdis (la dalle)  $h_0$  :**

En général, l'hourdi possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres et il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur en général:  $20 \leq h_0 \leq 30$

On fixe :  $h_0 = 20\text{ cm}$ .

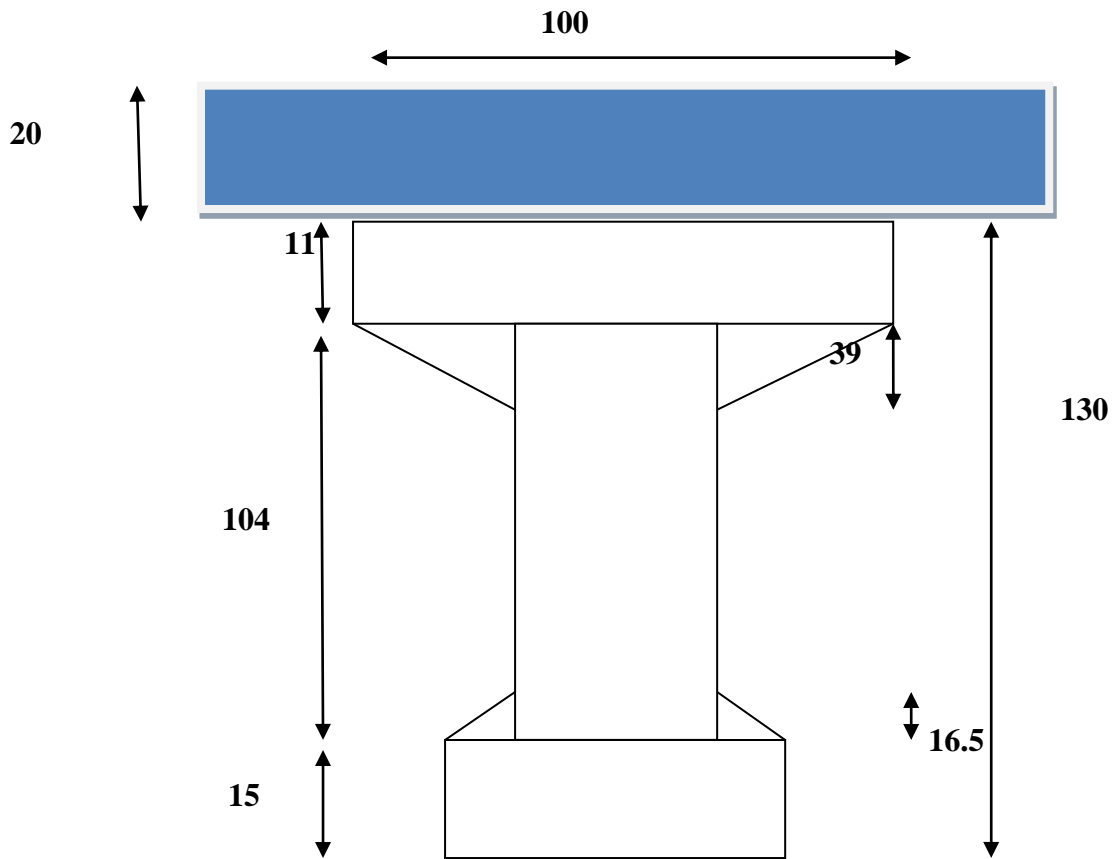
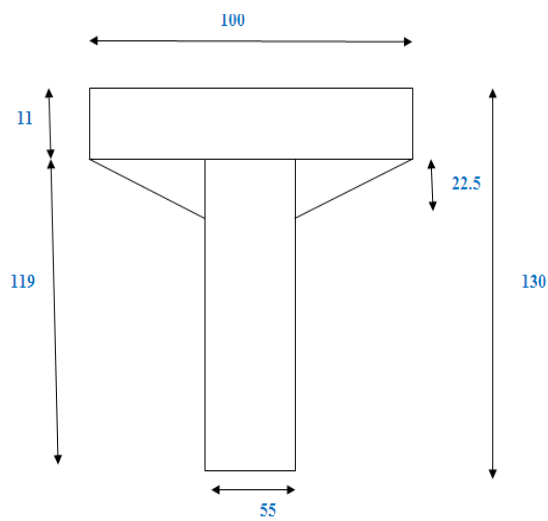


Figure V.5 : Coupe transversale de la poutre section I.

V.13- :Résumé des caractéristiques de poutres

En appui



En travée

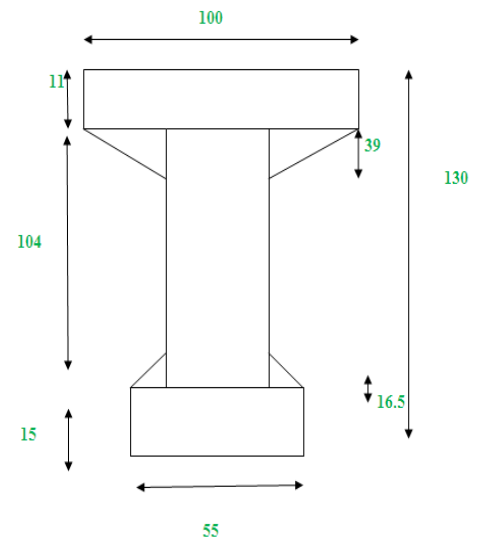
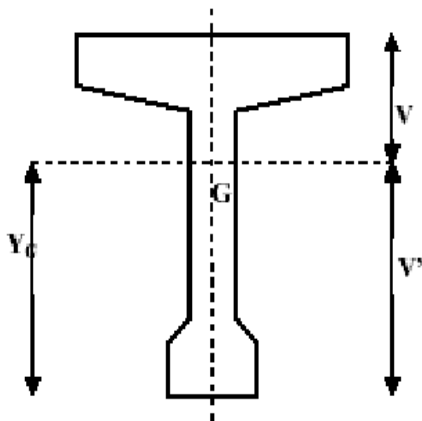


Figure V.6: Dimensions de la poutre en appui et en travée.

#### V.4-Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

- ✓  $(\Delta)$  : l'axe pris au niveau du centre de gravité.
- ✓  $I_{/\Delta}$  : Moment d'inertie par rapport la fibre inferieur.  
Telle que  $I_{/\Delta}(\text{nette}) = I_{/\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{/\Delta}(\text{brute})$
- ✓  $S_{/\Delta}$  : Moment statique par rapport à  $(\Delta)$ .  
Telle que  $S_{/\Delta}(\text{nette}) = S_{/\Delta}(\text{brute}) - 5\% S_{/\Delta}(\text{brute})$
- ✓  $V'$  : distance du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure  
Telle que  $V' = S_{/\Delta} / B$
- ✓  $I_0$  : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité  
Pour une section triangulaire :  $I_0 = bh^3/36$ .  
Pour une section rectangulaire :  $I_0 = bh^3/12$ .
- ✓  $B$  : c'est la section de la poutre.  
Telle que  $(B \text{ nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$



Variation de la largeur de l'âme:

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures sont les éléments résistant à la flexion. L'âme de la poutre sera donc dimensionnée pour résister à l'effort tranchant.

L'effort tranchant  $V$  provoque des contraintes de cisaillement transversales  $\tau$ .

L'expression générale :

$$\tau = VS/b_0I$$

Telle que :

$V$  = Effort tranchant à l'ELU.

$b_0$  = largeur de la poutre ou l'âme.

$S$  = le moment statique.

$I$  = Montant d'inertie.

Donc pour reprendre la contrainte de cisaillement  $\tau$  au voisinage de l'appui auquel l'effort tranchant  $V$  atteint son maximum, on augmente la largeur de l'âme  $b_0$ .

#### V.4-1- Caractéristique géométrique de la poutre à L'intermédiaire :

➤ A mi travée

✓ Poutre seule (les unités en cm)

100

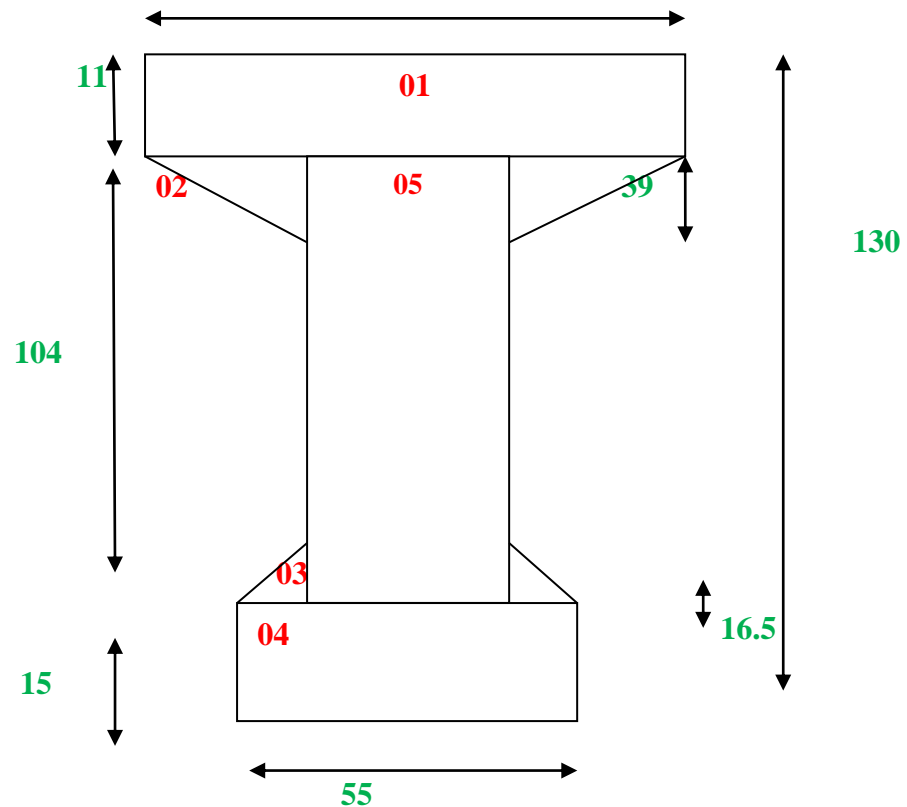


Figure V.7 : Dimensions de la poutre intermédiaire A mi travée.

Désignation	Dim	Dim					
	x	y	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>G</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
1 x1	100	11	1133	124.5	141058.5	11091.667	17572874.92
2 x2	39	39	1521	106	161226	128524.5	17218480.5
3 x2	16.5	16.5	272.25	20.4	5553.9	4117.78	117417.34
4 x1	55	15	825	7.5	6187.5	15468.75	61875
5 x1	22	104	2288	67	153296	2062250.667	12333082.67
B brute			6039.25				
B nette			5737.28				
S/Δ brute					467321.9		
S/Δ nette					443955.80		
I/Δ brute							47303730.43
I/Δ nette							42573357.39

**Tableau V.1:** Caractéristique géométrique de la poutre seule qu'utilisiez a mi travée.

$$V' = S_{I\Delta}/B \Rightarrow V' = 77.38\text{cm.}$$

$$V = h - V \Rightarrow V = 52.62\text{cm.}$$

$$I_G = I_{I\Delta} - B \times V'^2 \Rightarrow I_G = 11142728.2\text{cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 10028455.38\text{cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \Rightarrow \rho = 0.429$$

$$\rho = 42.9 \%$$

✓ Poutre avec hourdis : (les unités en cm)

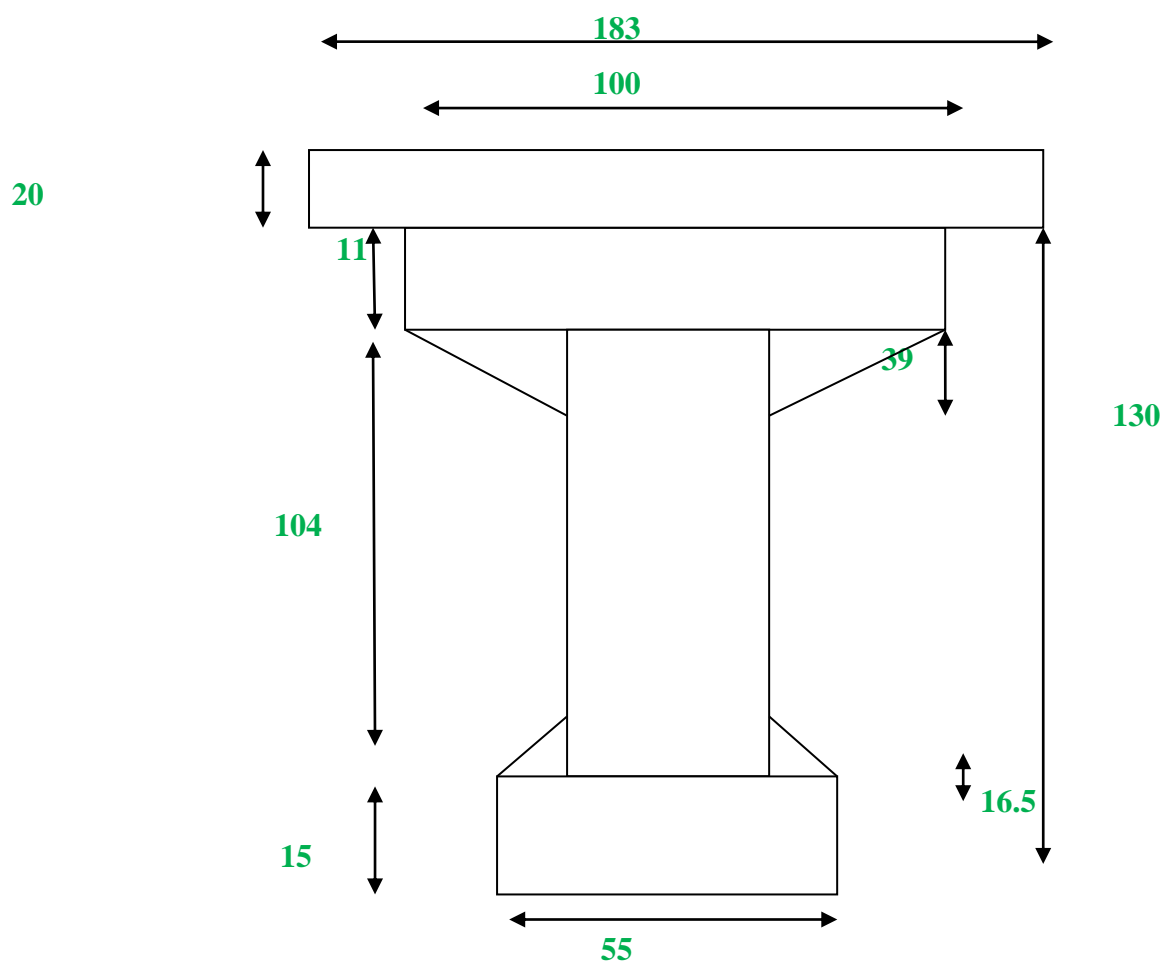


Figure V.8 : Dimensions de la poutre 'intermédiaire A mi travée avec hourdis.

Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z(c)	S <sub>/G</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/G</sub> =I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup>
	x	Y					
Section poutre			6039.25		467321.9		47303730.43
Section hourdis	183	20	3660	140	512400	122000	71858000
B brute			9699.25				
B nette			9214.28				
S <sub>/Δ</sub> brute					979721.9		
S <sub>/Δ</sub> nette					930735.8		
I <sub>/Δ</sub> brute							119161730.4
I <sub>/Δ</sub> nette							107245557.4

**Tableau V.2:**Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi qu'utilisiez a mi travée.

$$V' = S_{/\Delta} / B \Rightarrow V' = 101.01 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 48.99 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V'^2 \Rightarrow I_G = 20200087.7 \text{ cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 18180078.93 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \Rightarrow \rho = 0.398$$

$$\rho = 39.87 \text{ \%}.$$

➤ au niveau de l'appui :

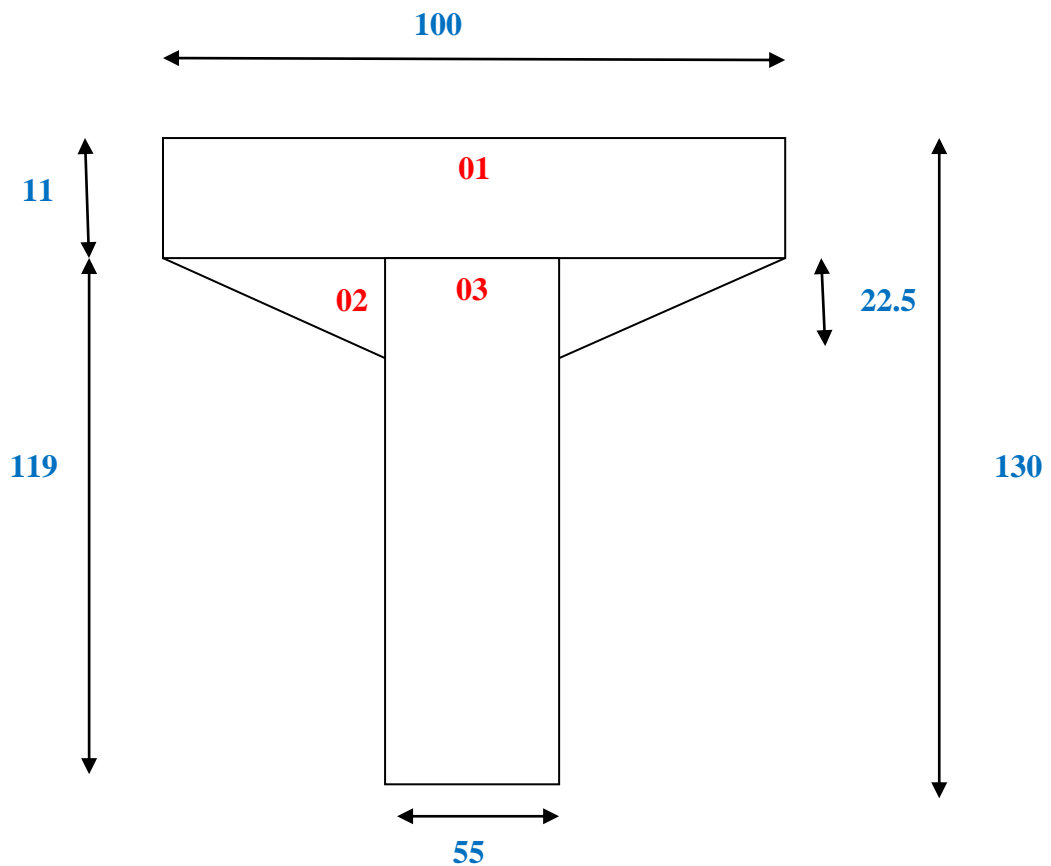


Figure V.9 : Dimensions de la poutre 'intermédiaire au niveau de l'appui.

✓ Poutre seule :

Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
	x	y					
1x1	100	11	1100	124.5	136950	11091.66	17061366.66
2x2	22.5	22.5	506.25	111.5	56446.87	14238.28	6308064.843
3x2	55	119	6545	59.5	389427.5	7723645.41	30894581.66
B brute			8151.25				
B nette			7743.68				
S <sub>/Δ</sub> brute					582824.37		
S <sub>/Δ</sub> nette					553683.15		
I <sub>/Δ</sub> brute							54264013.16
I <sub>/Δ</sub> nette							48837611.84

Tableau V.3: Caractéristique géométrique de la poutre seule à au niveau d appui.

$$V' = S_{/\Delta} / B \quad \Rightarrow \quad V' = 71.50 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' \quad \Rightarrow \quad V = 58.5 \text{ cm.}$$

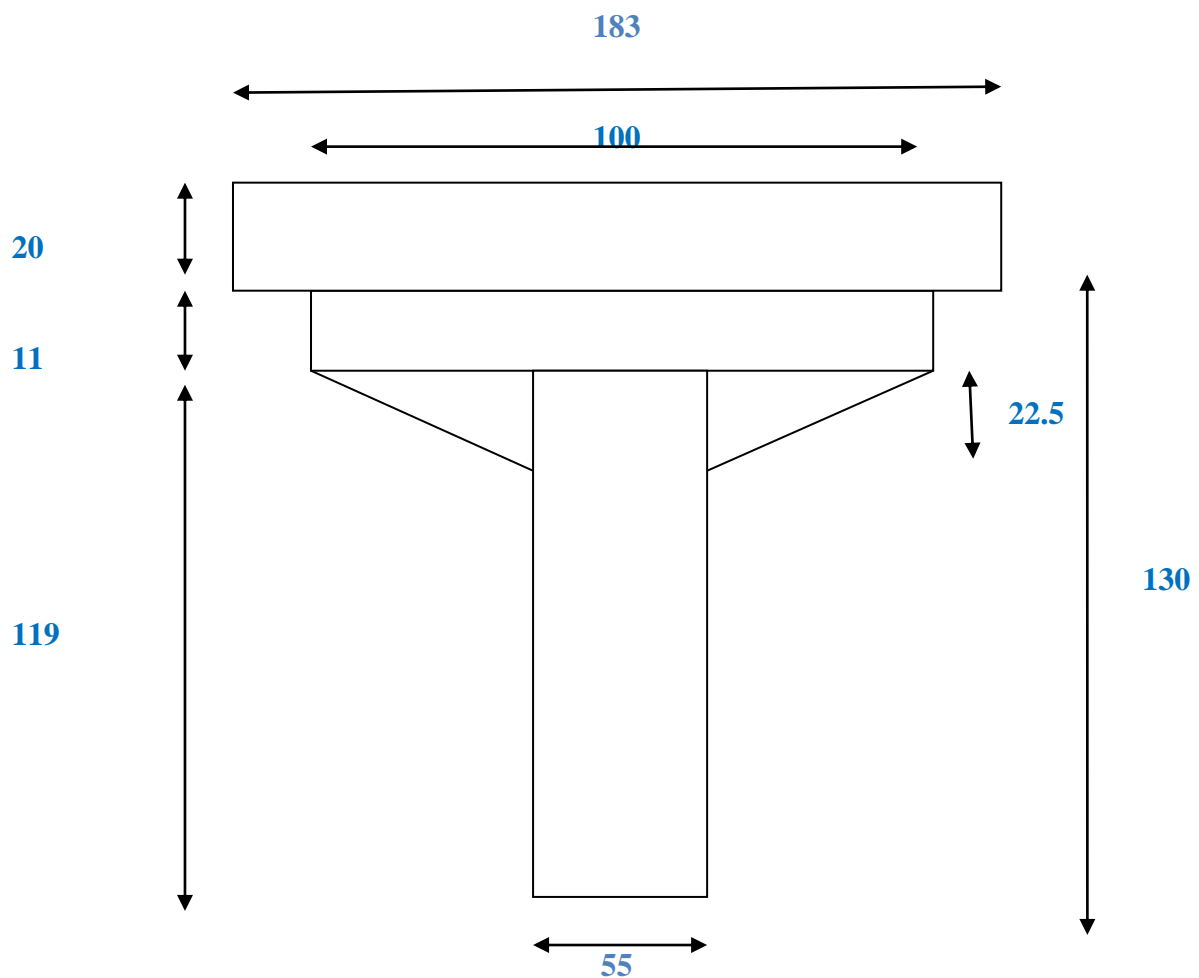
$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V'^2 \quad \Rightarrow \quad I_G = 12592785.35 \text{ cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 11333506.81 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.349$$

$\rho = 34.99 \%$ . Donc correspond a une section légère

✓ **Poutre avec hourdis :**



**Figure V.10** : Dimensions de la poutre 'intermédiaire au niveau de l'appui avec hourdis.

Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
	x	y					
Section poutre			8151.25		582824.37		54264013.16
Section hourdis	183	20	3660	140	512400	122000	71858000
B brutes			11811.25				
B nette			11220.68				
S <sub>/Δ</sub> brute					1095224.37		
S <sub>/Δ</sub> nette					1040463.15		
I <sub>/Δ</sub> brute							126122013.2
I <sub>/Δ</sub> nette							113509811.9

**Tableau V.4:** Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi au niveau d appui.

$$V' = S_{/\Delta} / B \quad \Rightarrow V'=92.72\text{cm.}$$

$$V = h- V' \quad \Rightarrow V = 57.28 \text{ cm.}$$

$$I_G=I_{/\Delta} - B \times V'^2 \quad \Rightarrow I_G=24572809,61\text{m}^4.$$

$$I_n=0,9 \times I_G =22115528,65\text{cm}^4$$

$$\rho= I_G / (V \times V' \times B) \quad \Rightarrow \rho = 0.41$$

$\rho= 41,23 \%$ . Donc correspond a une section légère

## V.3-2- Caractéristique géométrique de la poutre rive :

- A mi travé
- ✓ Poutre seule :

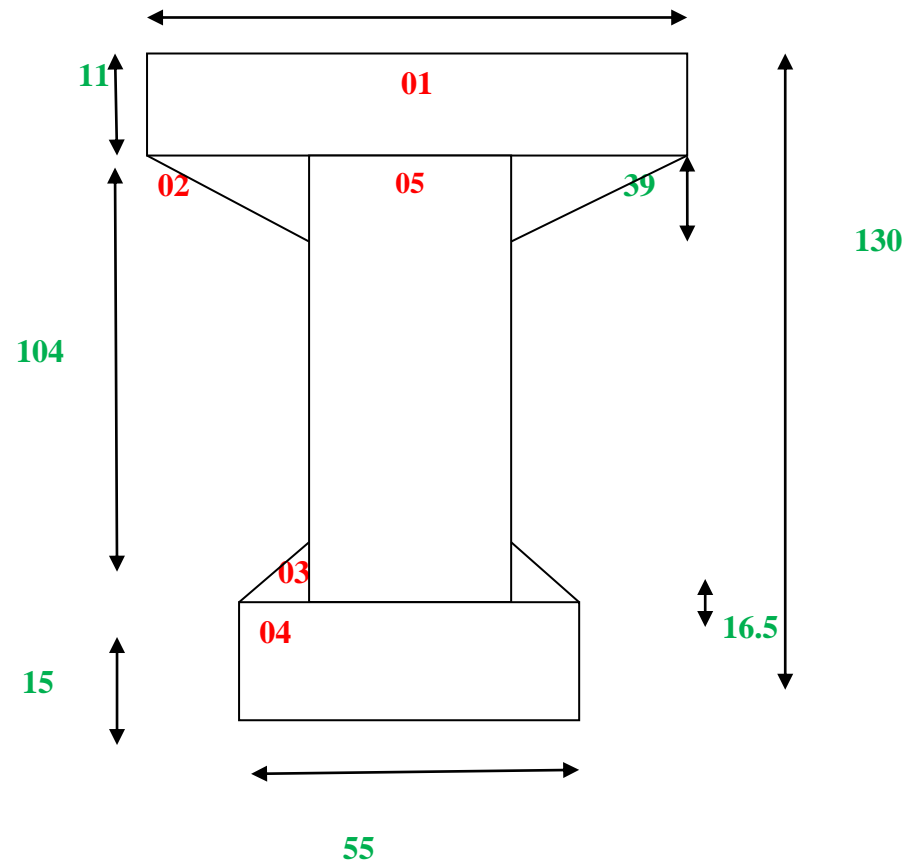


Figure V.11: Dimensions de la poutre de rive A mi travée.

Désignation	Dim	Dim					
	x	y	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>G</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
1	100	11	1133	124.5	141058.5	11091.667	17572874.92
2	39	39	1521	106	161226	128524.5	17218480.5
3	16.5	16.5	272.25	20.4	5553.9	4117.78	117417.34
4	55	15	825	7.5	6187.5	15468.75	61875
5	22	104	2288	67	153296	2062250.667	12333082.67
B brute			6039.25				
B nette			5737.28				
S/Δ brute					467321.9		
S/Δ nette					443955.80		
I/Δ brute							47303730.43
I/Δ nette							42573357.39

**Tableau V.5:** Caractéristique géométrique de la poutre seule a mi travée.

$$V' = S_{/\Delta}/B \Rightarrow V' = 77.38\text{cm.}$$

$$V = h - V \Rightarrow V = 52.62\text{cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V'^2 \Rightarrow I_G = 11142728.2\text{cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 10028455.38\text{cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \Rightarrow \rho = 0.429$$

$$\rho = 42.9 \%$$

✓ Poutre avec hourdis :

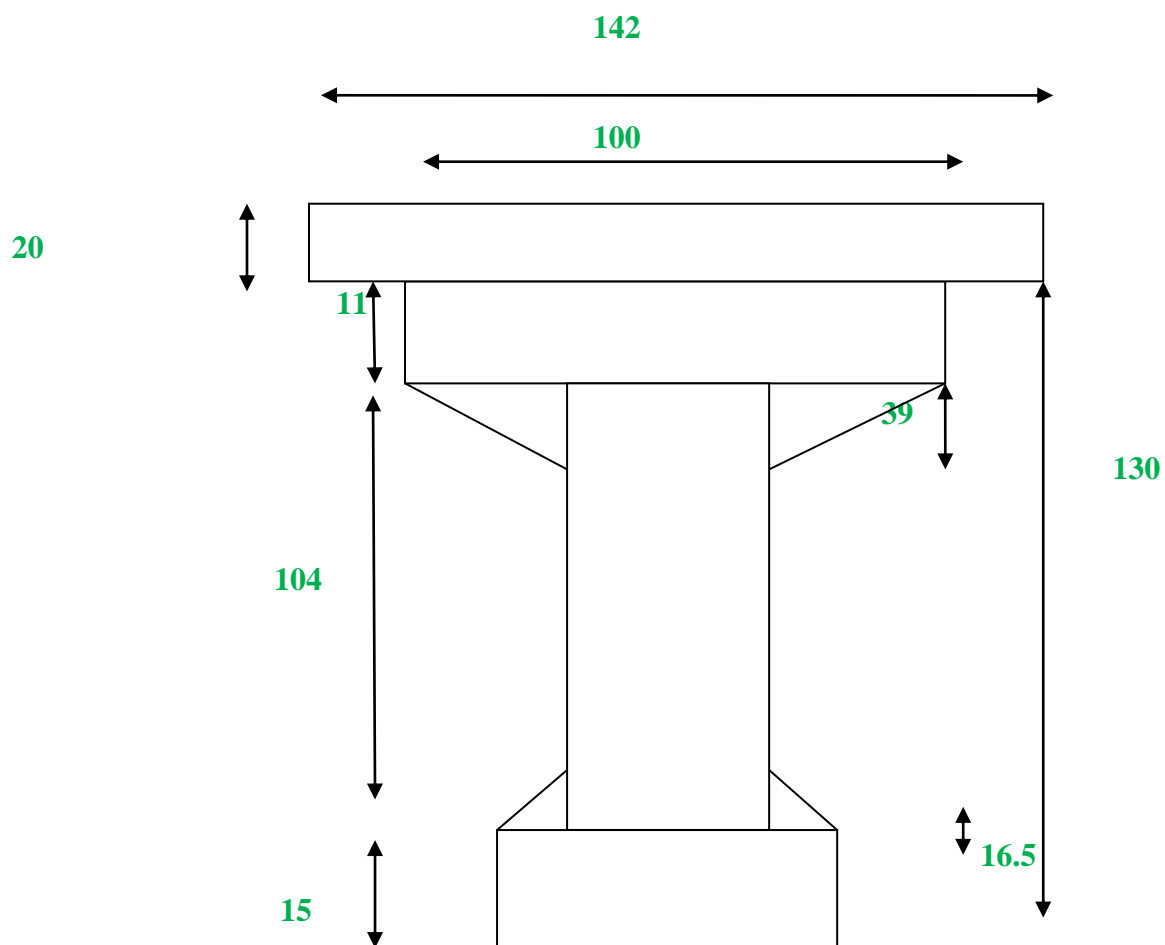


Figure V.12 :Dimensions de la poutre de rivee A mi travé avec hourdis .

Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S <sub>G</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> =I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup>
	x	Y					
Section poutre			6039,25		467321,9		47303730,43
Section hourdis	142	20	2840	140	397600	94666,66	55758666,66
B brute			8879,25				
B nette			8435,28				
S <sub>Δ</sub> brute					864921,9		
S <sub>Δ</sub> nette					821675,8		
I <sub>Δ</sub> brute							103062397,1
I <sub>Δ</sub> nette							92756157,37

Tableau V.6: Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi a mi travée.

$$V' = S_{\Delta}/B \Rightarrow V' = 97,40\text{cm.}$$

$$V = h - V \Rightarrow V = 52,6\text{cm.}$$

$$I_G = I_{\Delta} - B \times V'^2 \Rightarrow I_G = 18827083,37\text{cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 16944375,03\text{cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \Rightarrow \rho = 0,392$$

$$\rho = 39,2 \%$$

- Au niveau d'appui
- ✓ Poutre seule :

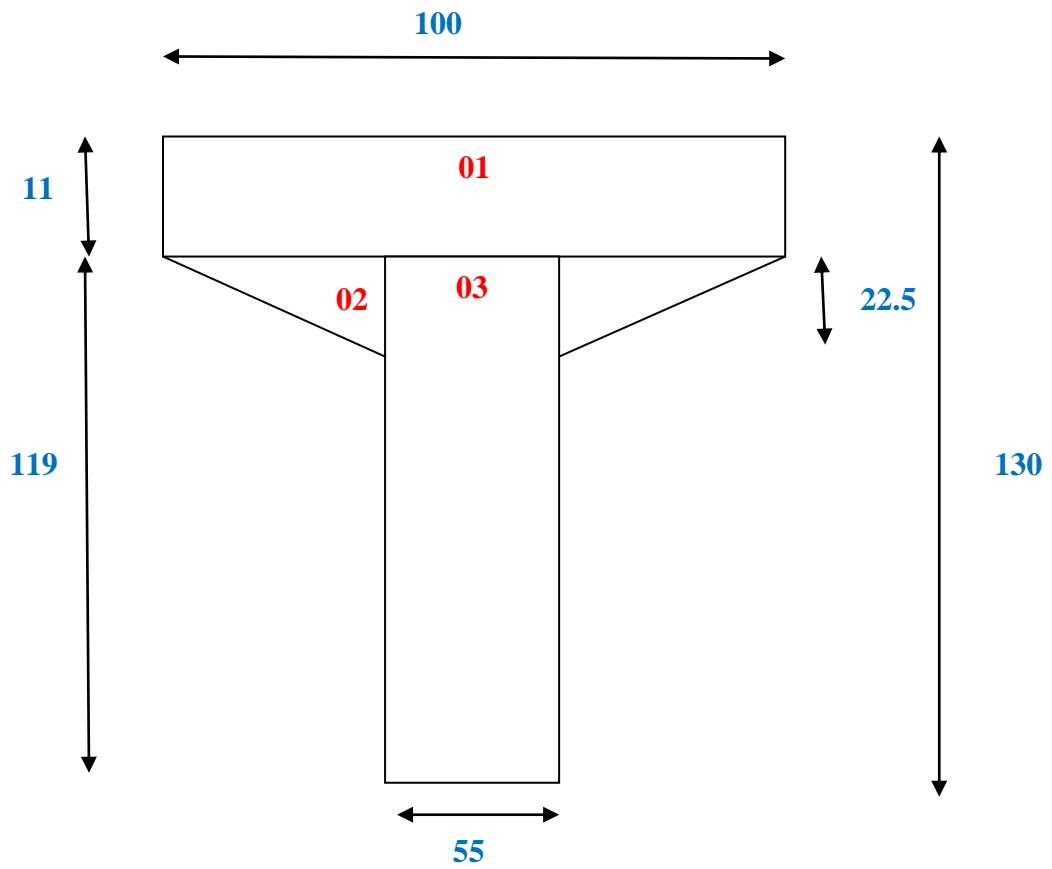


Figure V.13:Dimensions de la poutre de rive Au niveau d'appui

Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
	x	y					
1x1	100	11	1100	124.5	136950	11091.66	17061366.66
2x2	22.5	22.5	506.25	111.5	56446.87	14238.28	6308064.843
3x2	55	119	6545	59.5	389427.5	7723645.41	30894581.66
B brute			8151.25				
B nette			7743.68				
S <sub>/Δ</sub> brute					582824.37		
S <sub>/Δ</sub> nette					553683.15		
I <sub>/Δ</sub> brute							54264013.16
I <sub>/Δ</sub> nette							48837611.84

Tableau V.7: Caractéristique géométrique de la poutre seule au niveau d appui.



Désignation	Dim		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> =B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> =I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup>
	x	y					
Section poutre			8151.25		582824.37		54264013.16
Section hourdis	142	20	2840	140	397600	94666,66	55758666,66
B brutes			10991.25				
B nette			10441.68				
S <sub>/Δ</sub> brute					980424.37		
S <sub>/Δ</sub> nette					931403.15		
I <sub>/Δ</sub> brute							110022679.8
I <sub>/Δ</sub> nette							102507543.9

**Tableau V.8:** Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdi au niveau d appui.

$$V' = S_{/\Delta} / B \quad \Rightarrow \quad V' = 89.20 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' \quad \Rightarrow \quad V = 60.8 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - B \times V'^2 \quad \Rightarrow \quad I_G = 22569260.4 \text{ cm}^4.$$

$$I_n = 0,9 \times I_G = 20312334.36 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.39$$

$$\rho = 39 \%$$

**VI.1-Introduction :**

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

**VI.2- Evaluation des charges :****VI.2-1-La charge permanente (CP)**

Elle contient seulement le poids propre des poutres, les entretoises et la dalle (tablier).

**VI.2-1-1-Le poids propre de la poutre**

$L_2$  = longueur d'about.

$\frac{L}{4} \leq L_2 \leq \frac{L}{3}$ .  $L$  : la longueur de la poutre est égale à 26,5m.

$6,63\text{m} \leq L_2 \leq 8,83\text{m}$

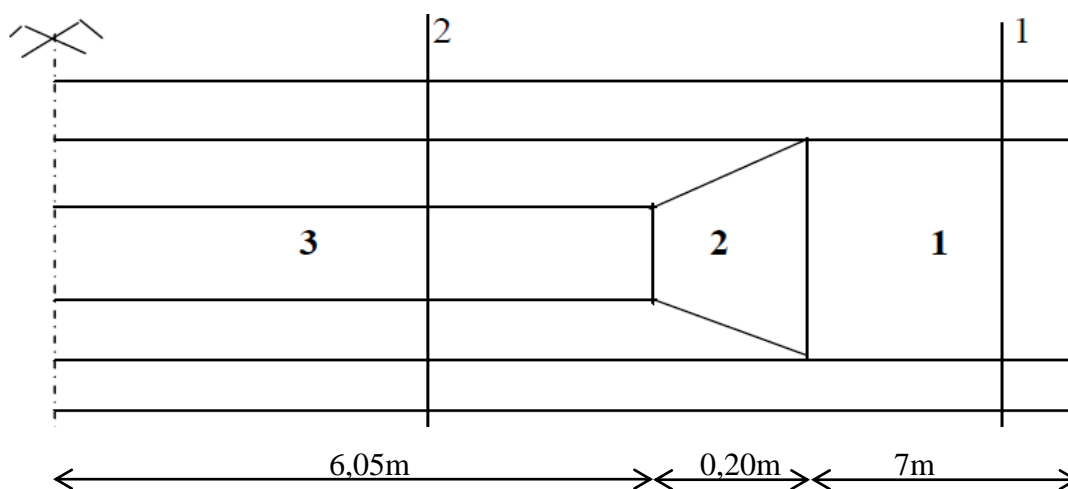
On prend :  $L_2 = 7\text{m}$

$L_2$  = longueur de gousset

Pour l'inclinaison  $45^\circ$ , on prend  $L_3 = 0,20\text{m}$

Alors :  $L_3 = 6,05\text{m}$

La poutre est de section variable tel que le schéma des différentes sections est le suivant :



**Figure VI.1:**section longitudinal de la poutre.

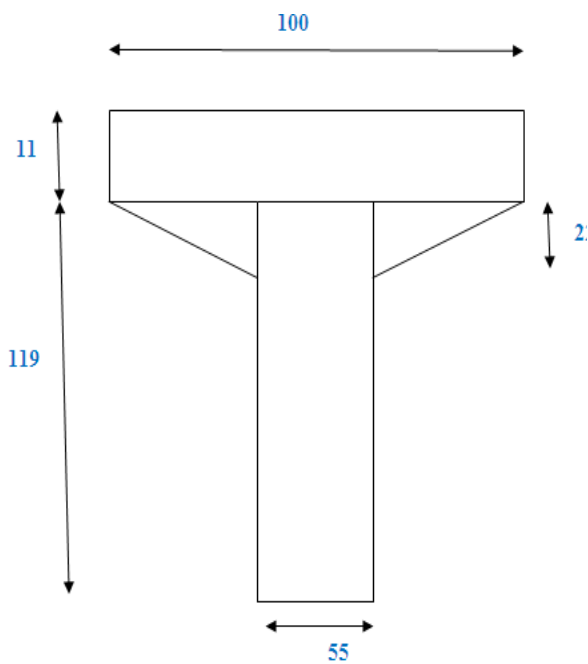


Figure VI.2: Coupe 1- 1

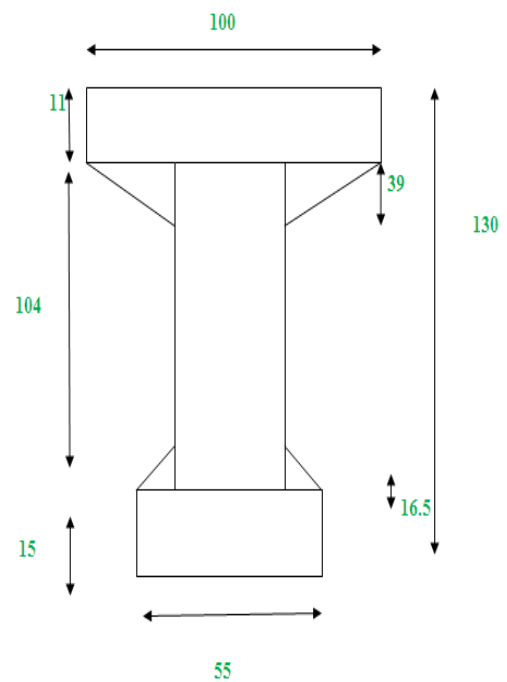


Figure VI .3: Coupe 2-2

$$P_{i \text{ poutre}} = \rho_{\text{béton}} \times S_i \times L_i.$$

$$\rho_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3.$$

$$\text{On a } \begin{cases} S_1 = 8151.25 \text{ cm}^2. \\ S_2 = (6039.25 + 8151.25) / 2 = 7095,25 \text{ cm}^2. \\ S_3 = 6039.25 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$P_1 = 7 \times 8151.25 \times 10^{-4} \times 2,5 .$$

$$= 14,26 \text{ t.}$$

$$P_2 = 0,2 \times 7095,25 \times 10^{-4} \times 2,5.$$

$$= 0,355 \text{ t.}$$

$$P_3 = 6,05 \times 6039,25 \times 10^{-4} \times 2,5.$$

$$= 9,134 \text{ t.}$$

$$P_t = 2 (P_1 + P_2 + P_3).$$

$$= 2 (14,26 + 0,355 + 9,134).$$

$$P_{\text{poutre}} = 47,498 \text{ t.}$$

$$P \text{ (t/ml)} = 47,498 / 26,5.$$

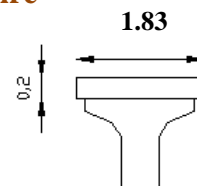
$$P_{\text{poutre}} = 1,792 \text{ t/ml.}$$

### VI.2-1-2-le poids propre de la dalle

#### a. La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

$$P = 1,83 \times 0,2 \times 2,5.$$

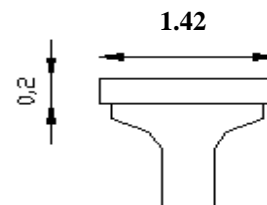
$$P = 0,915 \text{ t/ml.}$$



#### b. La charge de la dalle qui revient à la poutre de rive

$$P_{\text{rive}} = 1,42 \times 0,2 \times 2,5.$$

$$P_{\text{rive}} = 0,710 \text{ t/ml.}$$



### VI.2-1-3-poids propre des entretoises

Le pont possède 08 entretoises au niveau des appuis

Chaque entretoise a une longueur de 1.83m et surface de 0.382 m<sup>2</sup>.

$$P_{\text{entretoise}} = 2,5 (0,382 \times 1,83 \times 8).$$

$$= 13,9 \text{ t.}$$

### VI.2-1-4-La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids de la superstructure tel que se dernier contient les éléments

Suivants:

- Revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.

➤ La glissière de sécurité.

**VI.2-1-4-1-Revêtement**

On a couche de revêtement de 7 cm donc :

$$P_e = e_r \times \gamma_r \times L_r .$$

$$P_e = 0,07 \times 2,4 \times 5,6.$$

$$P_e = 0,941 \text{ t/ml}.$$

**VI.2-1-4-2-La chape :**

On a couche de chape de 2 cm donc :

$$P_{ch} = e_{ch} \times \gamma_{ch} \times L_r .$$

$$P_{ch} = 0,02 \times 2,4 \times 5,6.$$

$$P_{ch} = 0,269 \text{ t/ml}.$$

**VI.2-1-4-3-La corniche :**

$$P_c = S_c \times \gamma_c.$$

$$P_c = 2,5 \times 1 \times [ (6 + 12) \times 53/2 + (20 + 21) \times 10/2 + (21 + 22) \times 12/2 ] \times 10^{-4}.$$

$$P_c = 0,235 \text{ t/ml}.$$

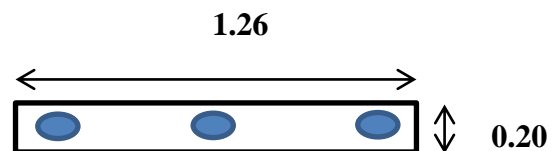
**VI.2-1-4-4-Le trottoir :**

$$S_{ca} = \pi d^2/4 = 3,14 \times 0,1^2/4 = 7,85 \times 10^{-3}.$$

$$P_t = S_t \times \gamma_t.$$

$$P_t = (2,5 \times 0,20 \times 1,26) - (3 \times 7,85 \times 10^{-3}).$$

$$P_t = 0,61 \text{ t/ml}.$$



**VI.2-1-4-5-Le garde- corps**

Le poids de garde-corps est 0.15 t/m.

**VI.2-1-4-6-La glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est 0.06t/ml.

**VI.2-1-5-Poids total de la superstructure**

$$P_s = 0,941 + 0,269 + 2 (0,235 + 0,61 + 0,15 + 0,06).$$

$$P_s = 3,32 \text{ t/ml}.$$

**a. La charge de la superstructure qui revient à la poutre intermédiaire**

$$P_i = 3,32/5.$$

$$P_i = 0,664 \text{ t/ml.}$$

**b. La charge de la superstructure qui revient à la poutre de rive**

$$P_r = 3,26/5$$

$$P_r = 0,664 \text{ t/ml.}$$

**VI.2-2-La charge reprise par chaque poutre****a. La charge total qui revient à la poutre intermédiaire**

$$\begin{aligned} P_i &= (1,792 + 0,915 + 0,664) \times 26,5. \\ &= 89,33 \text{ t.} \end{aligned}$$

**b. La charge total qui revient à la poutre de rive**

$$\begin{aligned} P_r &= (1,792 + 0,710 + 0,664) \times 26,5. \\ &= 83,899 \text{ t.} \end{aligned}$$

La charge	Poutre intermédiaire (t/ml)	Poutre de rive (t/ml)
Poutre seule	1,792	1,792
La dalle	0,915	0,710
Superstructure	0,664	0,664
total	3,371	3,166

**Tableau VI .1 : Charge reprise par poutre.****VI.2-3-. Poids total propre du tablier :**

$$G_{/ml} = (P_i \times 3) + (P_r \times 2).$$

$$= (3,371 \times 3) + (3,166 \times 2) = 16,445 \text{ t/ml.}$$

$$G = (16,445 \times 26,5) + P_{\text{entretoise}}$$

$$= (16,445 \times 26,5) + 13,9.$$

$$G = 449,29 \text{ t.}$$

**VI.3-Calcul des surcharges:**

D’après le D.T.R , et le fascicule 61 titre 2 de pont route, les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B tel que (Système B<sub>C</sub> , Système B<sub>t</sub> , Système B<sub>r</sub>).
- La surcharge militaire Mc<sub>120</sub>.
- La surcharge sur trottoirs.

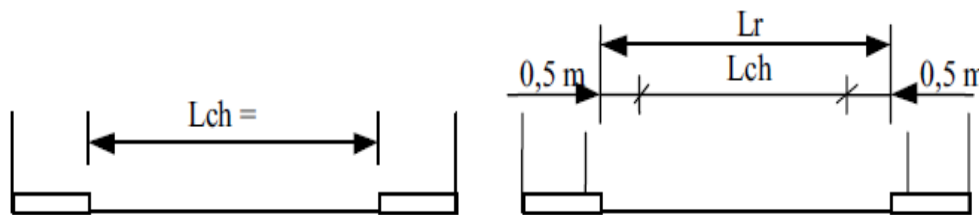
**VI.3-1-Quelques définitions**

**Largeur roulable (L<sub>r</sub>):**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), etc.

**La largeur chargeable (L<sub>c</sub>) :**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu’il existe.



**Figure VI .4:** Largeur roulable (L<sub>r</sub>) , Largeur chargeable(L<sub>c</sub>)

Dans notre projet on a :

$L_r = 5,6m.$  et  $L_c = 5,6m.$

**Le nombre de voie :**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N_v = \frac{L_c}{2,5}.$$

Donc :  $N_v = \frac{L_c}{2,5} = \frac{5,6}{2,5} = 2,24.$

On adopte :  $N_v = 2$  voies.

**Largeur d'une voie (V):**

La largeur d'une voie de circulation (V), est donné par la formule suivante:

$$V = \frac{L_c}{N_v} = \frac{5,6}{2} = 2,8m .$$

**Classe de ponts routes :**

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur rouable ( $L_r$ ) les suivantes :

La classe	La largeur rouable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

**Tableau VI.2 :** Classe de pont

On a  $L_r = 5,6m$  donc notre pont est classé dans la 2<sup>ème</sup> classe.

**VI.3-2-La surcharge de type A(L) :**

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donné par la formule suivante :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A_1(L).$$

$$A_1(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12} \quad \text{en t/m}^2.$$

L : portée du pont en m.

$$A_1(L) = 0,23 + \frac{36}{26,5+12} .$$

$$A_1(L) = 1,165 \text{ t/m}^2.$$

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées, est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

**Tableau VI.3 :** Coefficient de dégressivité transversale de la charge

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

V: la largeur d'une voie.

$V_0$ : valeur donnée par le tableau suivant :

Classe de pont	$V_0$
1	3,50 m
2	3,00 m
3	2,75 m

**Tableau VI .4:**valeur de  $V_0$

$V_0 = 3$  m (pour les ponts du 2<sup>ème</sup> classe).

$$V = \frac{Lc}{Nv} = \frac{5,6}{2} = 2,8m.$$

$$a_2 = \frac{3}{2,8} = 1,07.$$

Dans notre projet on a :

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A_1(L)$ (t/m <sup>2</sup> )	Largeur de voie (m)	A (L) (t/ml)
1	1	1,07	1,165	2,8	3,49
2	0,9	1,07	1,165	5,6	6,28

**Tableau VI.5:**surcharge A (L)

### VI.3-3-Surcharge de type B :

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

- Sous système  $B_c$  : se compose de 02 camions types (30t).
- Sous système  $B_r$  : se compose d'une roue isolée (10t).
- Sous système  $B_t$  : se compose de groupes de deux essieux (essieux-tandems).

Ces systèmes sont mobiles et les valeurs de charges de ces trois types sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ).

#### VI.3-3-1-Système $B_c$ :

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

Ce type répondent aux règles d'application suivantes:

✓ **Disposition dans le sens transversal :**

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

✓ **Disposition dans le sens longitudinal :**

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

Les caractéristiques du système B<sub>c</sub> sont présentées dans la figure suivante. Les charges sont données par essieu.

➤ **Longitudinalement:**

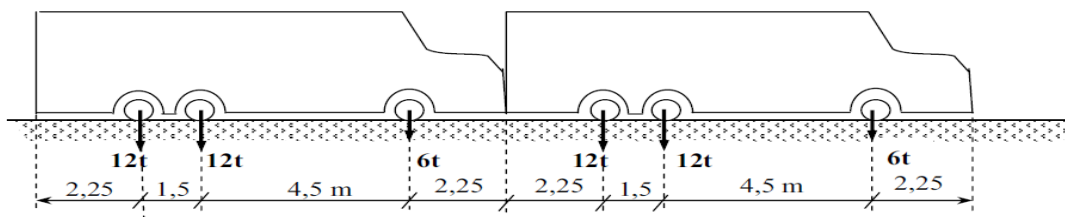


Figure VI.5: Système B<sub>c</sub> Longitudinalement

**transversalement:**

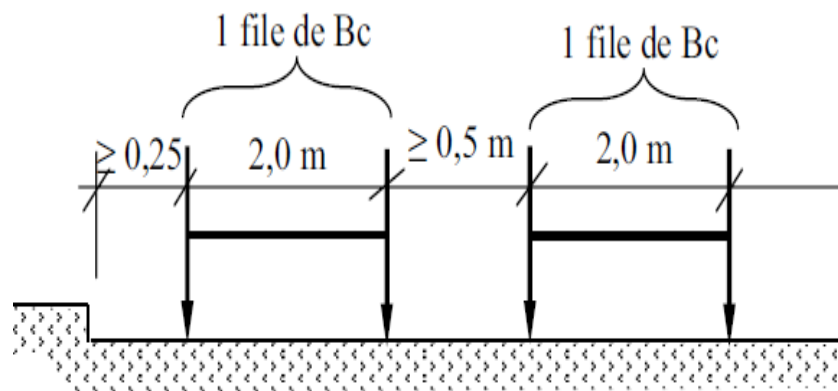


Figure VI.6: Système B<sub>c</sub> transversalement

➤ En plan :

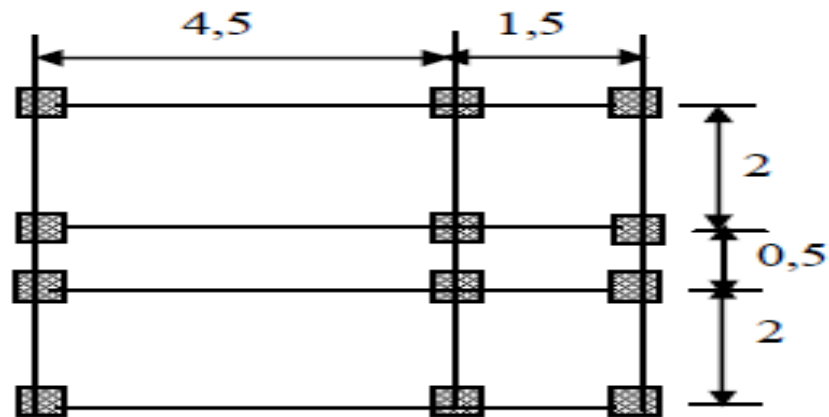


Figure VI.7: Système  $B_c$  en plan

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

Classe du pont	Nombre de files chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Tableau VI.6: Les valeurs du coefficient  $b_c$

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t, donc un essieu avant de 6t , deux essieux arriérés de 12t chacune.

**La charge Max de système  $B_c$  est :**

Pour un fil :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 1.$$

$$S_1 = 60t.$$

Pour notre projet :  $b_c = 1$  (pont de 2<sup>ème</sup> classe et 1 ou 2 voies chargées )

$$S = S_1 \times b_c .$$

$$S = 60 \times 1 = 60t .$$

Pour deux fils :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2.$$

$$S_1 = 120 \text{ t.}$$

$$S = S_1 \times b_c.$$

$$S = 120 \times 1 = 120 \text{ t.}$$

**Coefficient de majoration dynamique:**

Les surcharges du système  $B_c$  sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- L : portée du pont = 26,5 m.
- G : charge permanente = 449,29 t.
- S : surcharges max.

Pour un fil :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{449,29}{60}} = 1,08.$$

Pour deux fils :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{449,29}{120}} = 1,10.$$

Désignation	S(t)	$\delta_{bc}$	Essieu avant (6t)	Essieu arrière (12t)
1 file	60	1,08	6,48	12,96
2 files	120	1,10	6,60	13,2

**Tableau VI.7:** les valeurs de  $B_c$  pour différentes voies charges.

**VI.3-3-2-Système  $B_t$  :**

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux, tous deux à roues simples. Les caractéristiques du système  $B_t$  sont présentées dans la figure suivante :

- Masse portée par chaque essieu 16t.
- Distance entre les deux essieux 1,35m.

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m.

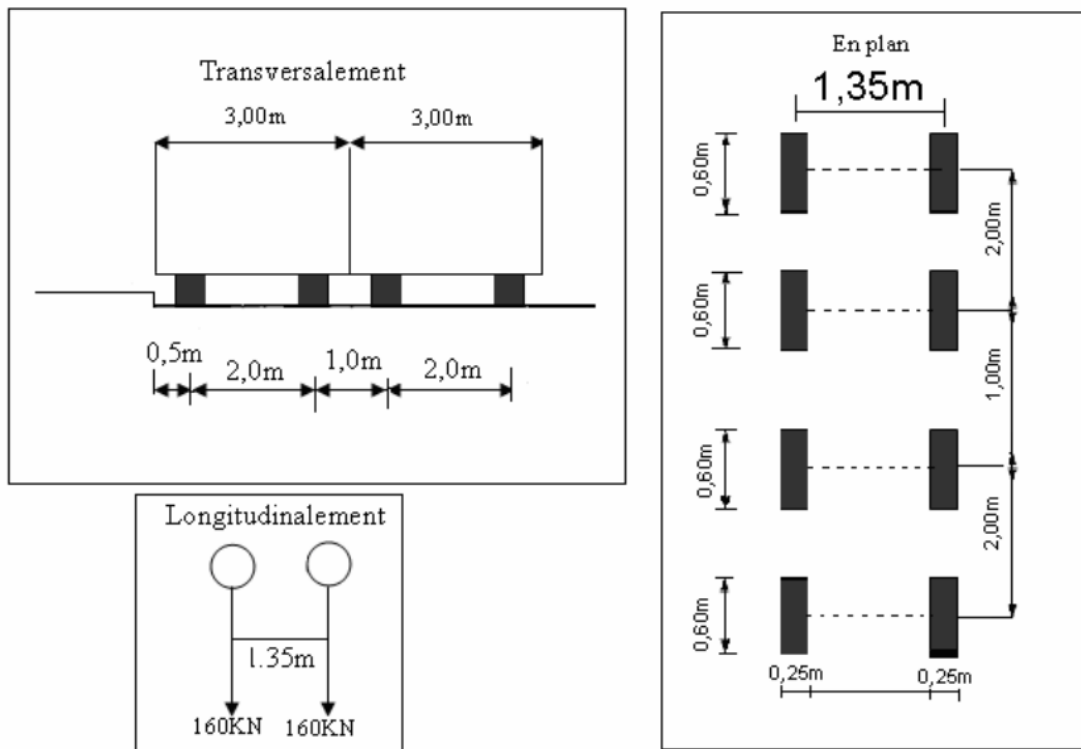


Figure VI.8 :système B<sub>t</sub>

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Le système B<sub>t</sub> doit être multiplié par un coefficient b<sub>t</sub> qui en fonction de la classe du Pont ,les valeurs de coefficient b<sub>t</sub> sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	1	2
Coefficient b <sub>t</sub>	1	0,9

Tableau VI.8: Coefficient (b<sub>t</sub>)

Pour notre projet : b<sub>t</sub> = 0,9 (pont de 2<sup>ème</sup> classe )

La charge Max de système B<sub>t</sub> est :

Pour un tandem :

$$S_1 = 2 \times 16 \times 1$$

$$S_1 = 32t$$

$$S = S_1 \times b_t$$

$$S = 32 \times 0,9 = 28,8t$$

Pour deux tandems :

$$S_1 = 2 \times 16 \times 2$$

$$S_1 = 64 t$$

$$S = S_1 \times b_t$$

$$S = 64 \times 0,9 = 57,6t$$

Les charges du système  $B_t$  sont frappées par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta_t$ ), ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta_t = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$L = 26,5m$  ,  $G = 449,29t$  ,  $S$  : surcharges max.

Pour un tandem:

$$\delta_t = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{449,29}{28,8}} = 1,07.$$

Pour deux tandems :

$$\delta_t = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{449,29}{57,6}} = 1,08.$$

Désignation	S(t)	$\delta$	$b_t$	Essieu (16t)
1 Tandem	28,8	1,07	0,9	15,41
2 Tandems	57,6	1,08	0,9	31,10

Tableau VI.9:La charge ( $B_t$ ) par voie

**VI.3-3-3-Système  $B_r$  :**

Il se compose d'une roue isolée qui porte une charge de (10t) , comme le montre la figure suivante :

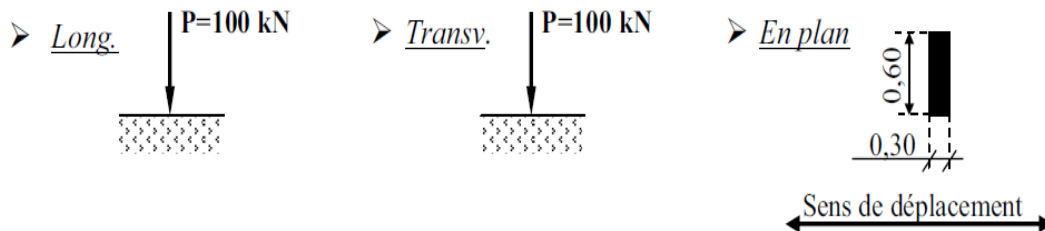


Figure VI.9: Système  $B_r$

Le rectangle d'impact de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur rouable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

**Remarque :** La connaissance du sens de déplacement des roues de  $B_t$  et de  $B_r$  est important lors de calcul du hourdis des ponts.

**VI.3-4-Surcharges militaires Mc<sub>120</sub> :**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc<sub>120</sub> susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B. Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois.

Ce type répondent aux règles d'application suivantes:

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

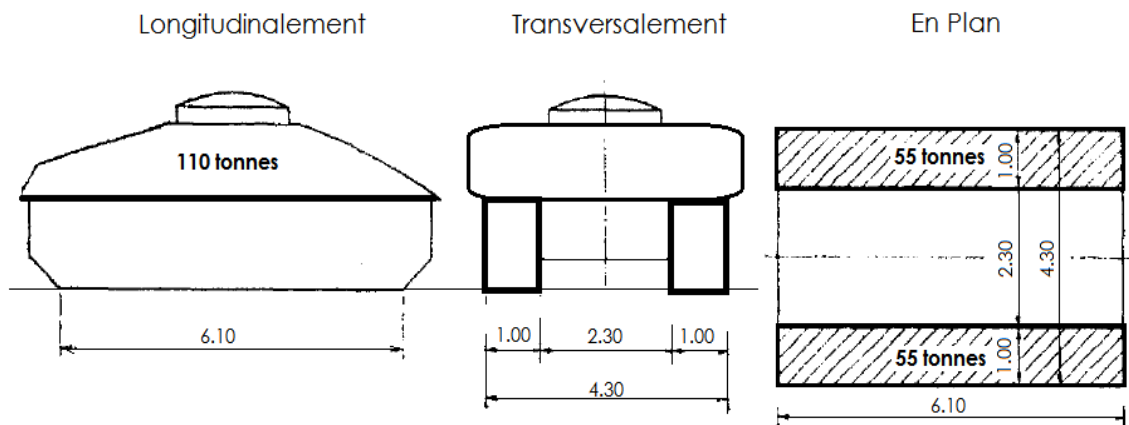
**Dans le sens longitudinal :** le nombre de convoi est limité est environ de 36.5 m.

Poids totale : 110t.

Longueur d'une chenille : 6,10m.

Largeur d'une chenille : 1,00m.

Les caractéristiques de ce type de surcharge représentent dans la figure suivante :



**Figure VI.10:** convoi Mc 120

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique ( $\delta$ ). Ce coefficient est calculé par la même formule donnée pour les systèmes (A , B) .

**Calcul de coefficient dynamique :**

$$\delta_{Mc} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L = 26,5m , G = 449,29t , S = 110 t.

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{449,29}{110}} = 1,10.$$

$$Q = 110 \times 1.1 = 121t.$$

$$Q_{t/ml} = \frac{121}{6.1} = 19.84t/ml.$$

**VI.3-5-Charge exceptionnelle :**

Les charges exceptionnelles les plus utilisées sont de type D et E. elles sont souvent plus défavorable que le système A et B pour les hourdis et les entretoises.

Ces deux types répondent aux règles d'application suivantes:

**Dans le sens transversal :** l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

On a :  $2,8 \text{ m} < 3,50 \text{ m}$  donc les charges exceptionnelles n'est pas prise en compte.

**VI.3-6-Surcharge de trottoir:**

C'est une charge uniformément répartie de  $150\text{kg/m}^2$ , elles ne sont pas multiplies de coefficient majoration pour effets dynamique. Les deux trottoirs peuvent ne pas être charges simultanément , La Largeur du trottoir est de 1,26m.

✓ Pour un trottoir chargé :

$$P = 0,15 \times 1,26 = 0,189 \text{ t/ml.}$$

✓ Pour deux trottoirs chargés :

$$P = 2 \times 0,189 = 0,378 \text{ t/ml.}$$

## VII.1-Determination des moments et des efforts

### VII.1-1- La méthode numérique (sap 2000)

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie. Particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet le calcul des efforts internes, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques, il permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure ..... etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée.

### VII.1-2-La modélisation

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 5 poutres).

Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté (pile) et de l'autre côté sur un appui double (culée), la dalle et l'entretoise sont définies comme des éléments SHELL.

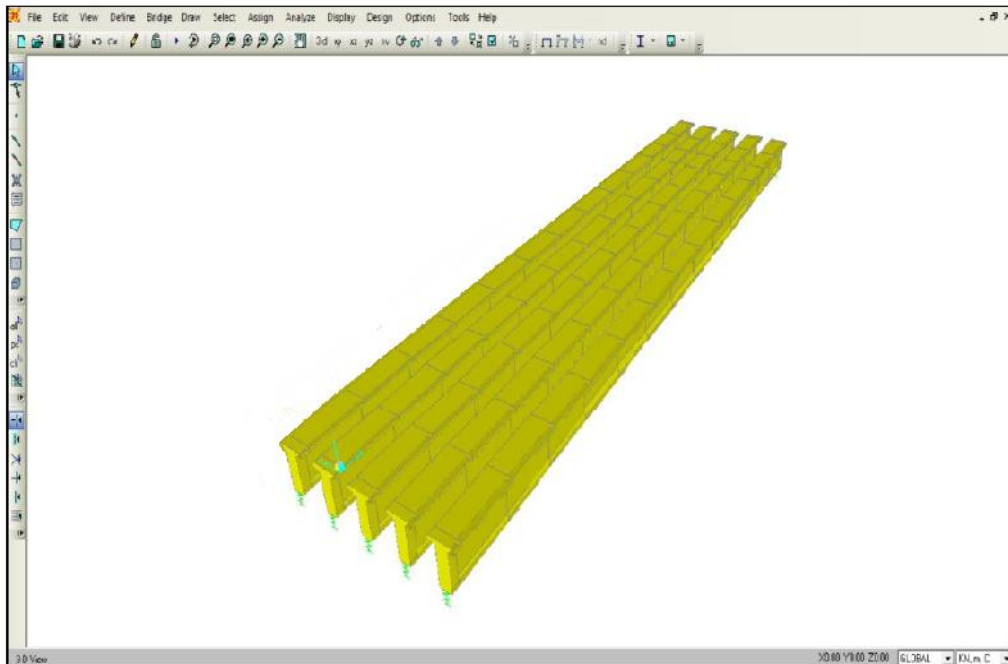


Figure VII.1 : Modélisation des poutres.

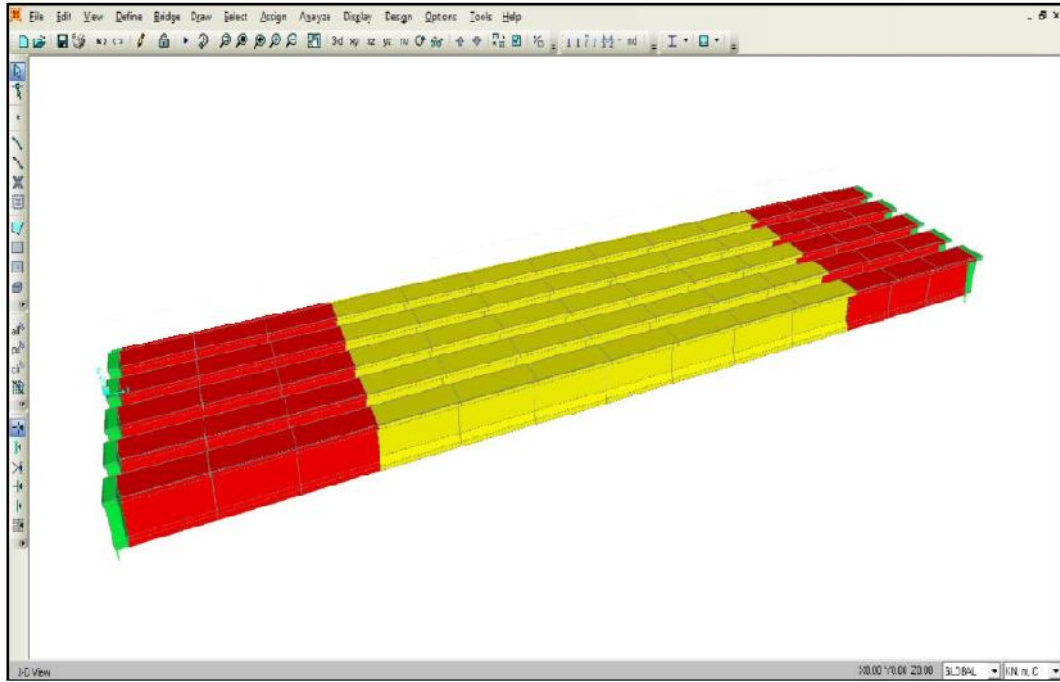


Figure VII.2 : Modélisation des poutres avec leurs différentes sections

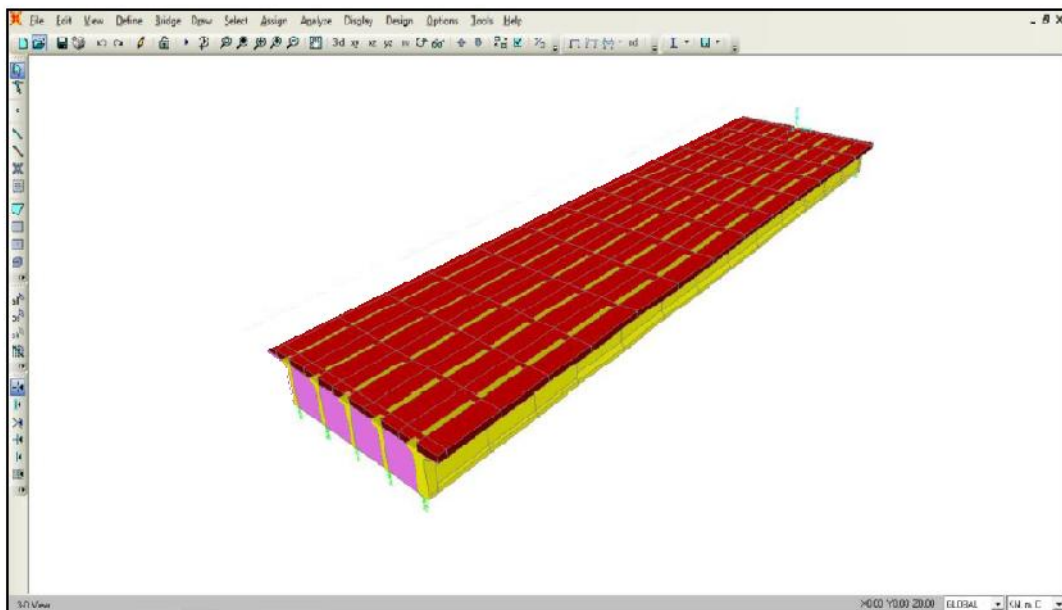


Figure VII.3 :Modélisation de la dalle et de l'entretoise.

### VII.1-3-Moments fléchissant dans les poutres

#### VII.1-3-1Moments fléchissant due au poids propre

##### ➤ Poutre intermédiaire

$G = 3,371 \text{ t/ml}$

$R_a=R_b=44,7\text{t.}$

$M_0(x) = R_ax - Gx^2/2.$

$T(x) = R_a - Gx.$

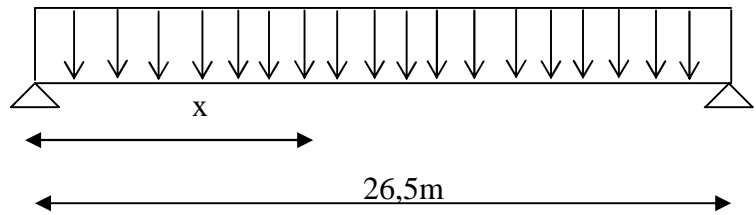


Figure VII.4: Schéma de la section longitudinale de la poutre.

Sections(x)	M (t.m)	T (t)
0,00L	0	44,7
0,25L	221,93	22,35
0,50L	295,91	0

Tableau VII.1 : valeur de moment et l’effort tranchant de la poutre intermédiaire.

➤ **Poutre de rive**

$G = 3,166 \text{ t/ml}$

$R_a=R_b=42\text{t.}$

$M_0(x) = R_ax - Gx^2/2.$

$T(x) = R_a - Gx.$

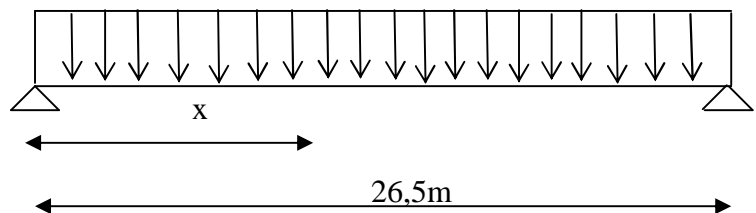


Figure VII.5: Schéma de la section longitudinale de la poutre.

Sections(x)	M (t.m)	T (t)
0,00L	0	42
0,25L	208,77	21
0,50L	277,91	0

Tableau VII.2 : valeur de moment et l’effort tranchant de la poutre de rive.

## VII.1-3-2-Calcul Les moments fléchissant dus aux Surcharges :

VII.1-3-2-1-Moment fléchissant à  $x=0,5L$ :

## a) Surcharge A (L):

➤ Une voie chargée :

$$A(L) = 3,49 \text{ t/ml}, L=26,5 \text{ m}$$

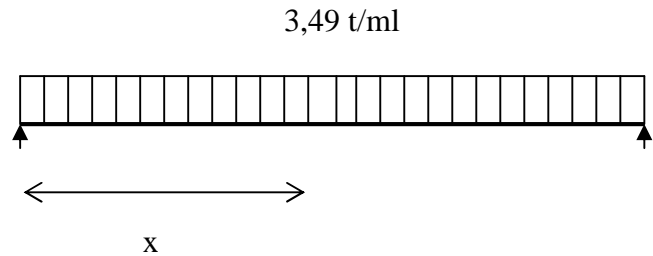
$$M = A(L) \times L^2/8$$

$$= 3,49 \times (26,5)^2/8$$

$$= 306.357 \text{ t.m}$$

Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 306.357/5 = 61.271 \text{ t.m}$$



➤ Deux voies chargées :

$$A(L) = 6,28 \text{ t/ml} ; L = 26,5 \text{ m}$$

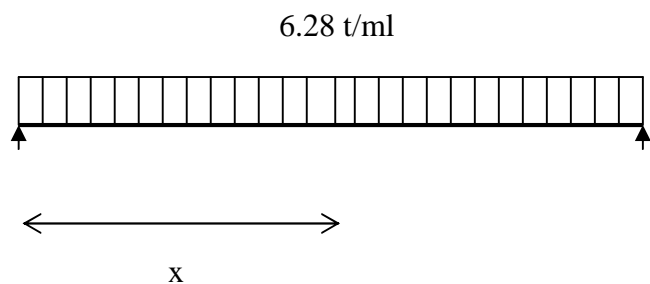
$$M = A(L) \times L^2/8$$

$$= 6,28 \times (26,5)^2/8$$

$$= 551,27 \text{ t.m}$$

Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 551,27/5 = 110,25 \text{ t.m}$$



## b) Surcharge de trottoir :

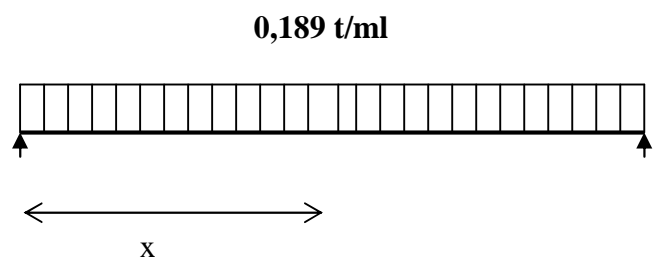
➤ Un trottoir chargé :

$$S_t = 0,189 \text{ t/ml} ; L = 26,5 \text{ m}$$

$$M = S_t \times L^2/8$$

$$= 0,189 \times (26,5)^2/8$$

$$= 16,59 \text{ t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 16,59/5 = 3,31 \text{ t.m}$$

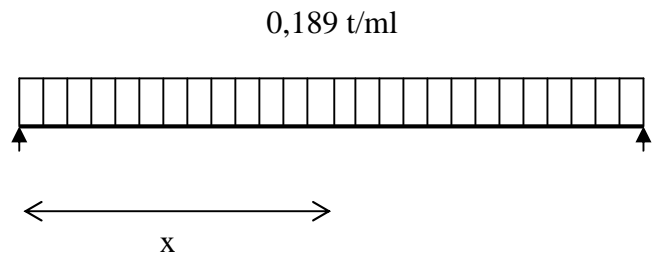
➤ **trottoir2 chargé :**

$$S_t = 0,189 \text{ t/ml} ; L = 26,5\text{m}$$

$$M = S_t \times L^2/8$$

$$= 0,189 \times (26,5)^2/8$$

$$= 16,59 \text{ t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 16,59/5 = 3,318 \text{ t.m}$$

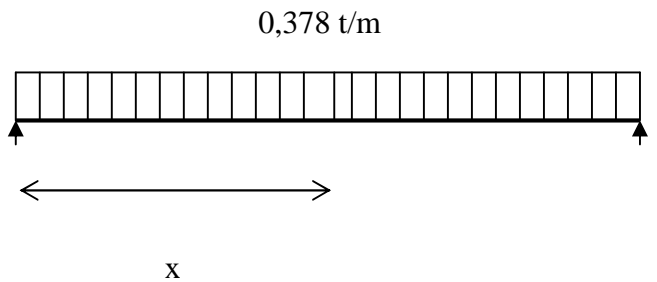
➤ **Deux trottoirs chargés :**

$$S_t = 0,378 \text{ t/m} ; L = 26,5\text{m}$$

$$M = S_t \times L^2/8$$

$$= 0,378 \times (26,5)^2/8$$

$$= 33,18\text{t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 33,18/5 = 6,63 \text{ t.m}$$

**VII.1-3-2-2-Moment fléchissant à x=0,25L:**

**a) Surcharge A (L):**

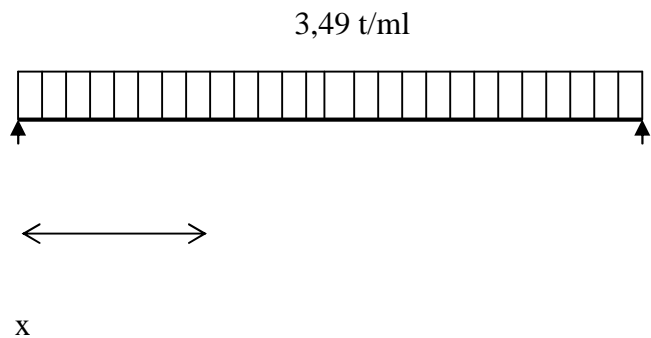
➤ **Une voie chargée :**

$$A(L) = 3,49 \text{ t/ml} ; L=26.5 \text{ m}$$

$$M = (3/4) A(L) \times L^2/8$$

$$= (3/4) 3,49 \times (26 ,5)^2/8$$

$$= 229,767\text{t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 275,63/5 = 55,12 \text{ t.m}$$

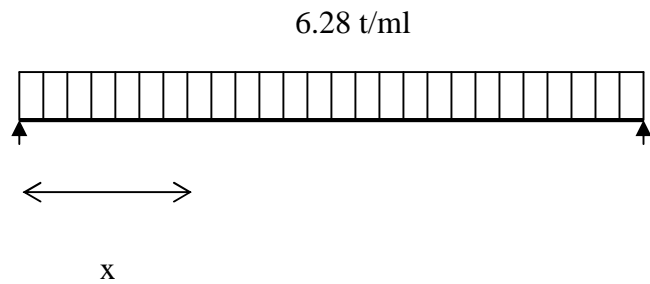
➤ Deux voies chargées :

$$A(L) = 6.28 \text{ t/ml} ; L = 26,5\text{m}$$

$$M = (3/4) A(L) \times L^2/8$$

$$= 6,28 \times (26,5)^2/8$$

$$= 551,26\text{t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 110,25/5 = 110,25 \text{ t.m}$$

b) Surcharge de trottoir :

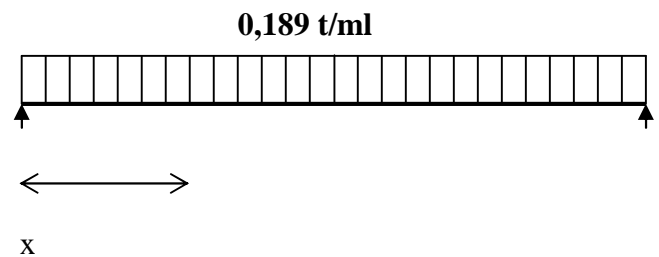
➤ Un trottoir chargé :

$$St = 0,189 \text{ t/ml} ; L = 26,5\text{m}$$

$$M = (3/4) St \times L^2/8$$

$$= 0,189 \times (26,5)^2/8$$

$$= 16,59\text{t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 16,59/5 = 3,31 \text{ t.m}$$

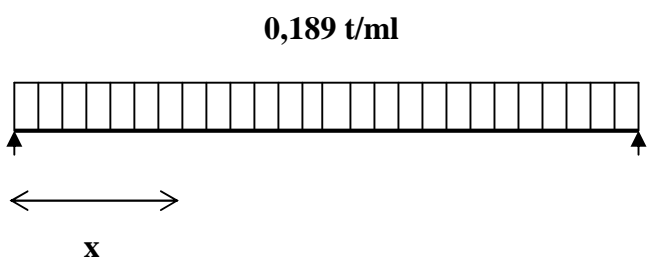
➤ trottoir2 chargé :

$$St = 0,189 \text{ t/ml} ; L = 26,5\text{m}$$

$$M = (3/4) St \times L^2/8$$

$$= 0,189 \times (26,5)^2/8$$

$$= 16,59 \text{ t.m}$$



Moment revenant a chaque poutre :

$$M_0 = M/N = 16,59/5 = 3,318 \text{ t.m}$$

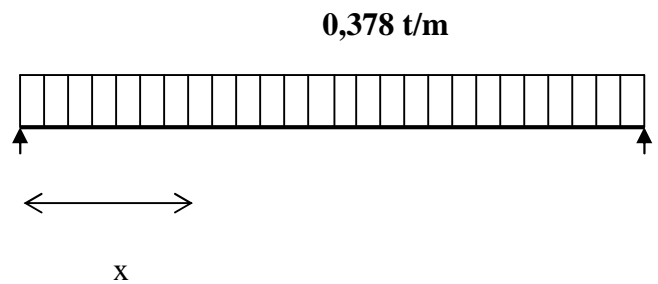
➤ Deux trottoirs chargés :

$S_T=0,378 \text{ t/m} ; L= 26,5\text{m}$

$M = (3/4) S_t \times L^2/8$

$= 0,378 \times (26,5)^2/8$

$= 33,18 \text{ t.m}$



Moment revenant a chaque poutre :

$M_0 = M/N = 33,18/5 = 6,63 \text{ t.m}$

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire [KN.m]
Charges Permanente	2779.15	2959.10
Surcharge A(l) – 2voies	977	1131
Surcharge Bc – 2voies	1019	1189
Surcharge Mc120	1158	1374
Surcharge sur trottoire	107	75

Tableau VII.3 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant à  $x = 0,5L$ .

VII.1-3-3-Valeur des Coefficients des combinaisons d’actions

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BPEL :

Actions	ELU	ELS
---------	-----	-----

Charges permanente	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Surcharge Bc	1.6	1.2
Surcharge Bt	1.6	1.2
Surcharge $M_{c120}$	1.35	1
Surcharge sur trottoire	1.5	1.2

**Tableau VII.4:** Coefficients des combinaisons d'actions.

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action sont présentés dans les tableaux suivants :

**VII.1-3-4-Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)  $x = 0,5L$**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire [KN.m]
1.35 G + 1,6 (A(L) + ST)	5485.41	5928.10
1.35 G + 1,6 (B <sub>C</sub> + ST)	5554.7	6022.11
1.35 G + 1,35 $M_{c120}$ + 1,6 ST	5486.33	6021.2

**Tableau VII.5:** Tableau récapitulatif des moments à l'ELU.

**VII.1-3-5-Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)  $x = 0,25L$**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire [KN.m]
1.35 G + 1,6 (A(L) + ST)	4114,66	4443,26
1.35 G + 1,6 (B <sub>C</sub> + ST)	4365,54	4653,06
1.35 G + 1,35 M <sub>C120</sub> + 1,6 ST	4241,33	4619,87

**Tableau VII.6:** Tableau récapitulatif des moments à l'ELU.

**VII.1-3-6-Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS)  $x = 0,5L$**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire [KN.m]
G + 1,2 (A (L) +ST)	4079.95	4406.31
G + 1,2 (B <sub>C</sub> +ST)	4130.35	4475.91
G + M <sub>C120</sub> + 1, 2 ST	4065.55	4423.16

**Tableau VII.7:** Tableau récapitulatif des moments à l'ELS.

**VII.1-3-7-Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS)  $x = 0,25L$**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire [KN.m]
G + 1,2 (A (L) +ST)	2950,17	3304,71
G + 1,2 (B <sub>C</sub> +ST)	3248,11	3462,05
G + M <sub>C120</sub> + 1, 2 ST	3142,92	3422,96

**Tableau VII.8 :**Tableau récapitulatif des moments à l'ELS.

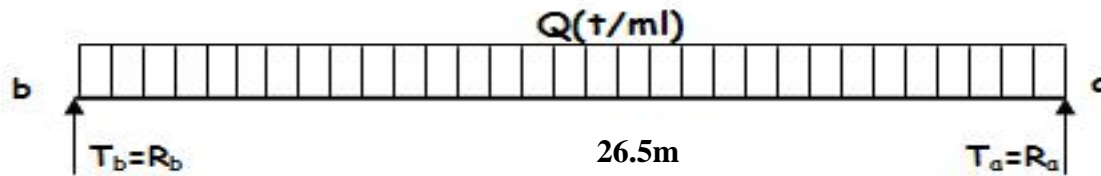
**VII.1-4--Efforts tranchants dans les poutres**

**VII.1-4-1-Efforts tranchants dus aux surcharges :**

➤ **Efforts tranchants dus aux surcharges pour  $x = 0L$  :**

**a) Surcharge A(L) :**

$$T_{\max} = R_a = R_b = q \times L / 2.$$



➤ **Une voie chargée : A (1L) = 3,14 t/ml.**

$$T_{\max} = 58,968t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 58,968/5 = 11,8t.$

➤ **Deux voie chargée : A (2L) = 6,28 t/ml.**

$$T_{\max} = 117,936t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 117,936/5 = 23,587 t.$

**b) Surcharge sur trottoirs :**

➤ **Trottoir 1 :  $q_1 = 0,189$  t/ml.**

$$T_{\max} = 3,645 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 3,645/5 = 0,73 t.$

➤ **Trottoir 2 :  $q_2 = 0,189$  t/ml.**

$$T_{\max} = 1,822t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 1,822/5 = 0,364 t.$

➤ **2 Trottoirs chargés :  $q_t = 0,378$ t/ml.**

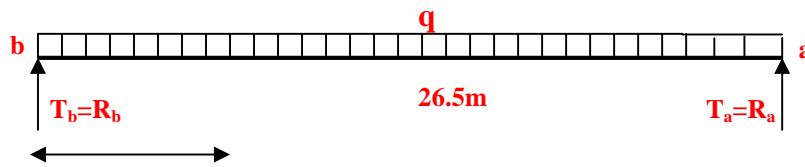
$$T_{\max} = 5,467t$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 5,832/7 = 0,83 t.$

➤ **Efforts tranchants dus aux surcharges : Pour  $x = 0.25L$  :**

**a) Surcharge du type A (L) :**

$$T_{\max} = R_a = R_b = q \times L / 4.$$



x

➤ Une voie chargée : A (1L) = 3,14 t/ml.

$$T_{\max} = 29,484t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 29,484/5 = 5,896t.$

➤ Deux voie chargée : A (2L) = 6,28 t/ml.

$$T_{\max} = 58,968 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 58,968 /5= 11,793t.$

**b) Surcharge du trottoir :**

➤ Trottoir 1 :  $q_1 = 0,189 t/ml.$

$$T_{\max} = 1,8225 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 1,8225 /5 = 0,3645 t.$

➤ Trottoir 2 :  $q_2 = 0,189 t/ml.$

$$T_{\max} = 1,9112 t.$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 0,9112/5 = 0,1822 t.$

➤ 2 Trottoirs chargés :  $q_t = 0,378 t/ml.$

$$T_{\max} = 2,7337t$$

L'effort tranchant qui revient à chaque poutre :  $T_0 = 2,7337/5 = 0,5467t.$

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :  $x = 0L$

Cas de charge	Effort tranchant de la poutre de rives [KN.m]	Effort tranchant de la poutre intermédiaire [KN.m]
---------------	---	--

Charges Permanente	420	447
Surcharge A – 2voies	181	272
Surcharge Bc – 2voies	229	364
Surcharge Mc120	263	320
Surcharge sur trottoire	25	15

**Tableau VII.9:** Tableau récapitulatif des efforts tranchants à  $x = 0L$ .

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action sont présentés dans les tableaux suivants :

#### VII.1-4-2- efforts tranchants à l'état limite ultime (ELU) $x = 0$

Combinaison d'action	Efforts tranchants de la poutre de rives [KN.m]	Efforts tranchants de la poutre intermédiaire [KN.m]
1.35 G + 1,6 (A(L) + ST)	896.61	1062.65
1.35 G + 1,6 (B <sub>C</sub> + ST)	973.41	1209.85
1.35 G + 1,35 M <sub>C120</sub> + 1,6 ST	962.05	1059.45

**Tableau VII.10 :** Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU.

#### VII.1-4-3- efforts tranchants à l'état limite ultime (ELU) $x = 0.25$

Combinaison d'action	Efforts tranchants de la poutre de rives [KN.m]	Efforts tranchants de la poutre intermédiaire [KN.m]
1.35 G + 1,6 (A(L) + ST)	446.88	530.46

1.35 G + 1,6 (B <sub>C</sub> + ST)	489.86	572.09
1.35 G + 1,35 M <sub>C120</sub> + 1,6 ST	475.64	533.74

**Tableau VII.11:** Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELU

**VII.1-4-4- efforts tranchants à l'état limite de service (ELS) x = 0**

Combinaison d'action	Efforts tranchants de la poutre de rives [KN.m]	Efforts tranchants de la poutre intermédiaire [KN.m]
G + 1,2 (A (L) + ST)	677.21	791.41
G + 1,2 (B <sub>C</sub> + ST)	724.84	901.81
G + M <sub>C120</sub> + 1,2 ST	713.11	785.12

**Tableau VII.12:** Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS.

**VII.1-4-5-efforts tranchants à l'état limite de service (ELS) x = 0.25**

Combinaison d'action	Efforts tranchants de la poutre de rives [KN.m]	Efforts tranchants de la poutre intermédiaire [KN.m]
G + 1,2 (A (L) + ST)	332,54	395,06
G + 1,2 (B <sub>C</sub> + ST)	364,79	426,28
G + M <sub>C120</sub> + 1,2 ST	352,51	395,47

**Tableau VII.13:** Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'ELS

**VII.1-5-Détermination de la poutre la plus sollicitée :**

**Moment fléchissant :**

**ELU :**

Combinaison	Poutre 3	
	M(0,5L) (t.m)	T(0,00L) (t)
1.35 G + 1,6 (A(L) + ST)	592,81	106,26

1.35 G + 1,6 (B <sub>C</sub> + ST)	602,21	120,98
1.35 G + 1,35 M <sub>C120</sub> + 1,6 ST	602,12	105,94

**ELS :**

Combinaison	Poutre 3	
	M(0,5L) (t.m)	T(0,00L) (t)
G + 1,2 (A (L) + ST)	440,63	79,14
G + 1,2 (B <sub>C</sub> + ST)	447,59	90,18
G + M <sub>C120</sub> + 1,2 ST	442,32	78,51

### VIII.1-Généralités

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.

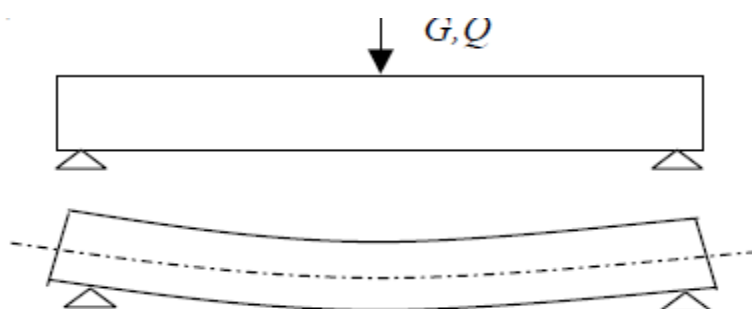
C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à Eugène Freyssinet de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.

Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

### VIII.2-Introduction

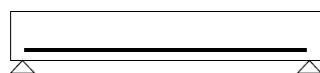
Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure VIII.1)



**Figure VIII.1 :** Flexion simple d'une poutre simplement appuyée.

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à  $45^\circ$  que le béton ne peut reprendre seul. Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

**Solution N°1 :** L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).



**Figure VIII.2 :** Principe de reprise des efforts de traction dans le béton armé.

**Solution N°2 :** L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).



**Figure VIII.3 :** Elimination des contraintes de traction par un effort de compression axial.

### VIII.3-Principe de la précontrainte :

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, en cas de fissuration par retrait ou autres causes, cette résistance tombe alors à 'zéro'. Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'effort permanent créé artificiellement dans le but de déterminer les contraintes permanentes qui composées avec les contraintes dues aux charges permanentes et aux surcharges engendrent les contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité.

Autrement dit, en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées admissibles.

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

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

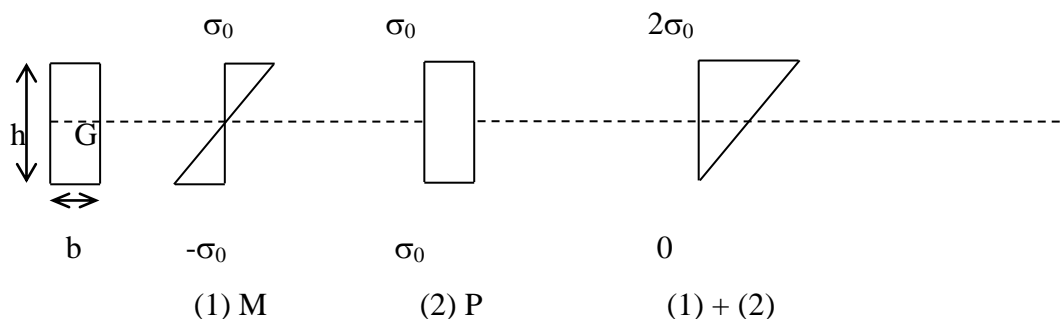
#### VIII.4-Précontrainte par post tension

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post- tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

##### 1. Exemple :

##### 2. Précontrainte d'une poutre isostatique fléchie :

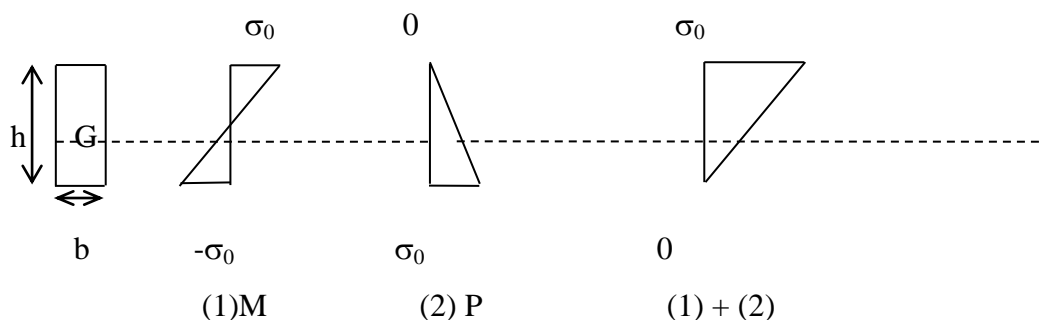
Soit une poutre rectangulaire ( $b \times h$ ) sollicitée par un moment  $M$  et par un effort de précontraintes ( $P$ ) centré, la variation linéaire des contraintes est par le diagramme :



On constate donc :

- ✓ Une élimination totale de la contrainte de traction.
- ✓ Une compression ( $2\sigma_0$ ) très grande à la fibre supérieure qui se voit inutile dans cette partie et même nuisible.

La solution efficace sera donc d'excentrer le point d'application de  $P$  de façon à obtenir des compressions là où elles utiles, on aura les diagrammes suivants :



Pour avoir le diagramme (2), il faut placer l'armature des précontraintes à la limite du noyau centrale de la section  $e = -h/2$  cette nouvelle disposition présente sur la précédente deux avantages.

- ✓ la contrainte maximale de compression est égale à  $\sigma_0$  au lieu de  $2\sigma_0$ .
- ✓ la force de précontrainte est la moitié de la valeur précédente.

### 3. Conclusion :

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

- la valeur de la précontrainte  $P$
- l'excentricité ' $e$ ' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudié au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

### VIII.5-Procédé de la précontrainte par post tension

En général, les câbles sont mise en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines.
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimale pour la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales.
- L'injection d'un coulis de ciment.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend généralement les éléments suivants :

- Dispositif d'ancrage: on distingue principalement deux types d'ancrage:  
Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.  
Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
- Les accessoires: gaines, tubes d'injection.... etc.

Les câbles sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Ces derniers seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être rempli par un coulis de ciment dans le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif. Nous choisissons généralement des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble:  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$ .
- Diamètre de la gaine  $\varnothing 80 \text{ mm}$ .
- Contrainte limite élastique garantie  $f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0,2 /\text{rad}$ .
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 0,002/\text{m}$ .
- Recul d'ancrage  $g = 6\text{mm}$ .
- Relaxation à 1000 heures  $\rho = 2,5\%$  TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte :  $E_p = 190000 \text{ MPA}$ .

### VIII.6-Calcul de la précontrainte

Le calcul se fait à l'ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométriques de la section médiane (qui a une inertie petite relativement à celle de la section d'about), on prend en compte la section nette avec hourdis à mi-travée.

	$B_{nette}$ (cm <sup>2</sup> )	$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$I_n$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$
Poutre+hourdis	9214.28	101.01	48.99	18180078.93	39.87 %.
Poutre seule	5737.28	77.38	52.62	10028455.38	42.9 %.

**Tableau VIII.1:** caractéristiques géométriques de la poutre.

### 1. L'enrobage :

Première famille des câbles :  $d' = 1,5 \phi_{gaine}$  ,  $d' = 0,12$  m

Deuxième famille des câbles :  $d' = 0,23$ m

### 2. Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ti} = - f_{t28} = - (0,6 + 0,06(2,7)) = - 2,7 \text{ Mpa}$$

En béton précontrainte, on utilise la formule suivante :

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -1.5 (2,7) = - 4,05 \text{ Mpa}$$

### 3. Valeur minimale de précontrainte :

Selon le BPEL nous avons deux forces de précontrainte  $p_1$  qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et  $p_2$  qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est :  $p_{min} = \max (p_1, p_2)$ .

**Avec :**

$\sigma_{ti}$  : Contrainte de traction de béton en négative.

$M_{max}$  : Moment maximum sous l'effet de  $G + 1,2 (B_C + ST) = 447,59$  t.m .

$M_{min}$  : Moment minimale sous l'effet de  $G$  (à vide) = 295,91 t.m.

$I_G$  : L'inertie nette de la section.

$B_{nette}$ : Section nette.

$\rho$ : Rendement mécanique de la section.

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 447,59 - 295,91 = 151,68 \text{ t.m} = 1,5168 \text{ MN.m}$$

#### a) Section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + (\sigma_{ti} \times B_{nette})$$

$$= \frac{1,5168}{0,3987 \times 1,50} + (-2,7 \times 0,921428) = 0,0484 \text{ MN}$$

#### b) Section sur critique

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

$$= \frac{-2.7 \times \frac{0,1818}{1,0101} + 4,4759}{(0,3987 \times 0,4899) + (1,0101 - 0,12)} = 3,676 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \max(0,0484, 3,676) = 3,676 \text{ MN.}$$

Donc la section est sur critique

$$e_0 = -(V' - d')$$

- l'excentricité de la première famille de câbles :

$$V' : \text{poutre seule} = 0,7738 \text{ m}$$

$$d' = 0,12 \text{ m}$$

$$e_0 = -(0,7738 - 0,12) = -0,6538 \text{ m}$$

- l'excentricité de la deuxième famille de câbles :

$$V' : \text{poutre avec dalle} = 1,0101 \text{ m}$$

$$d' = 0,23 \text{ m}$$

$$e_0 = -(1,0101 - 0,23) = -0,7801 \text{ m}$$

### VIII.7-Calcul du nombre des câbles :

#### 1. Tension à l'origine

$$\sigma_{P0} = \min(0,8f_{\text{prg}}, 0,9f_{\text{peg}})$$

$$= \min(1416, 1415,7)$$

$$\text{Donc : } \sigma_{P0} = 1415,7 \text{ MPa}$$

#### 2. Effort à l'origine

$$P_0 = A_p \times \sigma_{P0} \text{ ou section } A_p (12T15) = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = 1800 \times 1415,7 = 2,54 \text{ MN}$$

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale  $P_0$ , en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = 0,7 \times 2,54 = 1,78 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_{\min}}{P_0} = \frac{3,676}{1,78} = 2,06$$

Donc: on prend 3 câbles de 12T15

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = n \times P = 3 \times 2,54 = 7,62 \text{ MN}$$

Précontrainte $P_{\min}$ (MN)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale $P_0$ (MN)
3,676	3 câbles 12T15	7,62MN

**Tableau VIII.2 :** Récapitulatif des résultats de précontrainte

**VIII.8-Vérification des contraintes normales à ELS :**

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0,8\Delta P_0 = 1,02 \times 7,62 - (0,8 \times 0,3 \times 7,62) = 5,94 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P_0 = 0,98 \times 7,62 - (1,2 \times 0,3 \times 7,62) = 4,72 \text{ MN}$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule :

caractéristiques	$B_n(\text{cm}^2)$	$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	$I_n(\text{cm}^4)$	$\rho$
Poutre seule	5737.28	77.38	52.62	10028455.38	42.9 %

**Tableau VIII.3:** les caractéristiques géométriques de la poutre seule

**Vérification sous combinaison :**

- Quasi-permanente : P+G
- Fréquente : P+G+0.72Q
- Rare : P+G+1.2Q

**a) Combinaison quasi-permanente (P+G) :**

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de la première famille est dimensionnée pour reprendre l'effet de la précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$$M_{\min} = 295,91 \text{ t.m} = 2,9591 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = -0,6538 \text{ m}$$

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_s \geq \sigma_{bt} = -1,5 f_{tj}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_i \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V}{I_n} \geq \sigma_{bt} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_n} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$$

P <sub>1</sub>			
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	Résultat
10,35	20,37	15,53	5,51
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
10,35	29,96	22,83	17,48

Tableau VIII.4 : Combinaison quasi-permanente de P<sub>1</sub>

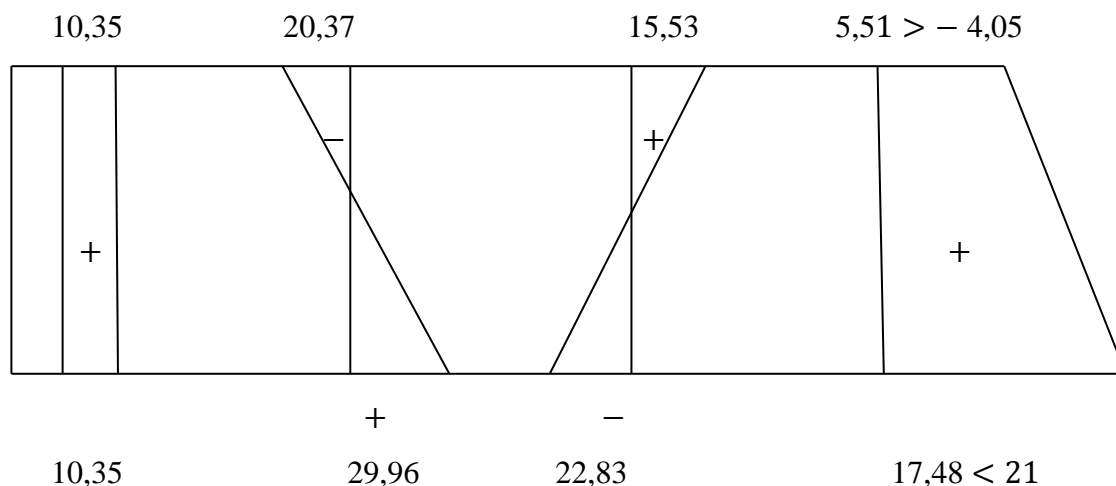


Figure VIII.4 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P<sub>1</sub>

Sous P<sub>1</sub> :

5,51Mpa ≥ - 4,05Mpa ⇒ condition vérifiée.

17,48 Mpa ≤ 21Mpa ⇒ condition vérifiée

P <sub>2</sub>			
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	Résultat
8,23	16,19	15,53	7,57
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
8,23	23,81	22,83	9,21

Tableau VIII.5: Combinaison quasi-permanente de P<sub>2</sub>

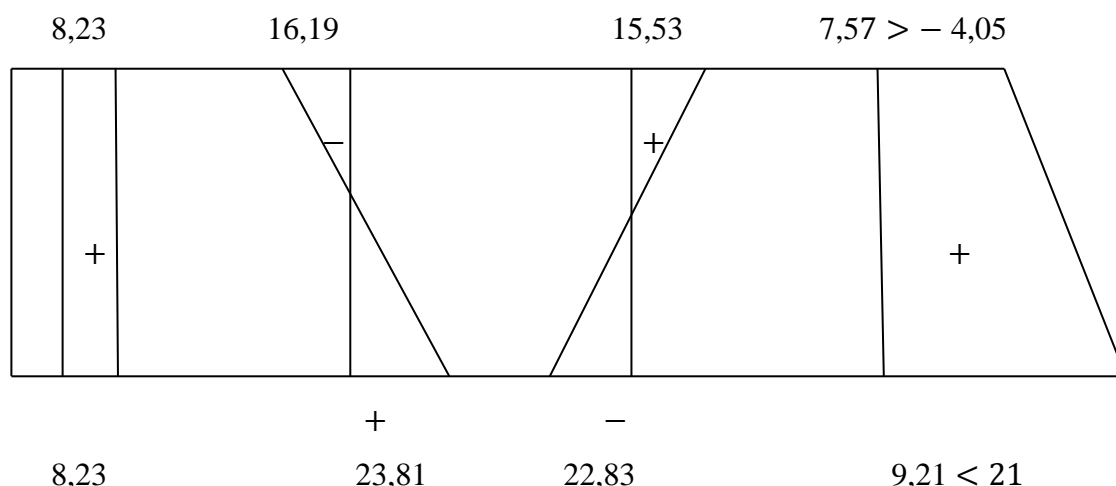


Figure VIII.5 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de  $P_2$

Sous  $P_2$  :

7,57Mpa  $\geq$  - 4,05Mpa  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

9,21 Mpa  $\leq$  21Mpa  $\Rightarrow$  condition vérifiée

**b) Combinaison fréquente P+G+0.72Q :**

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (les surcharges et les actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis atteint une certaine résistance.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis.

$$M_Q = 1,5168 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = - 0,7801\text{m}$$

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

Fibre supérieure :  $\sigma_s \geq \sigma_{bt} = -1,5 f_{tj}$

Fibre inférieure :  $\sigma_i \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V}{I_n} + \frac{0,72 \times M_Q \times V}{I_n} \geq \sigma_{bt} = - 4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V'}{I_n} - \frac{M_{\min} \times V'}{I_n} - \frac{0,72 \times M_Q \times V'}{I_n} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

P <sub>1</sub>				
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>1</sub> × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	0,72 × M <sub>Q</sub> × V / I <sub>n</sub>	Résultat
6,45	12,49	7,97	3,30	5,23
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>1</sub> × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	0,72 × M <sub>Q</sub> × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
6,45	25,74	16,44	6,80	8,95

Tableau VIII.6: Combinaison fréquente de P<sub>1</sub>

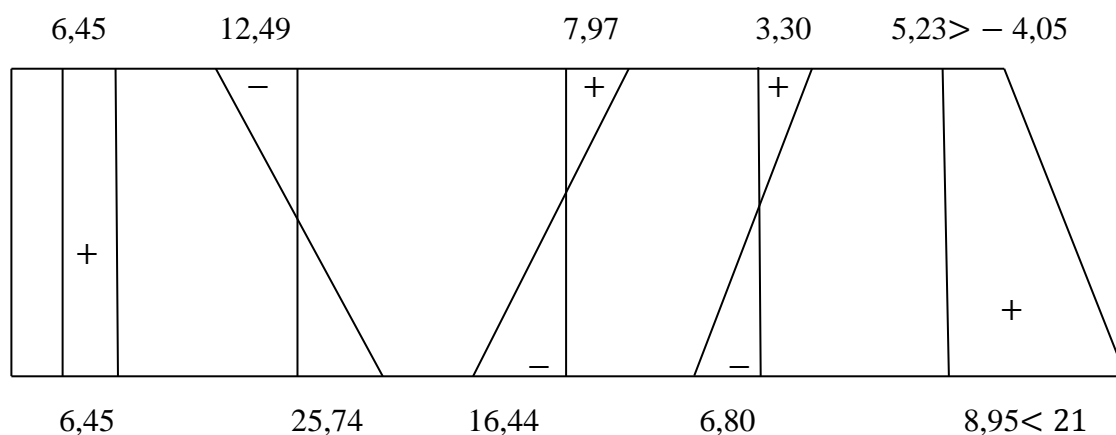


Figure VIII.6 : Digramme de la combinaison fréquente de P<sub>1</sub>

Sous P<sub>1</sub> :

5,23Mpa ≥ - 4,05Mpa ⇒ condition vérifiée.

8,95 Mpa ≤ 21Mpa ⇒ condition vérifiée

P <sub>2</sub>				
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	0,72 × MQ × V / I <sub>n</sub>	Résultat
5,12	9,92	7,97	3,30	6,47
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	0,72 × MQ × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
5,12	20,46	16,44	6,80	2,34

Tableau VIII.7: Combinaison fréquente de P<sub>2</sub>.

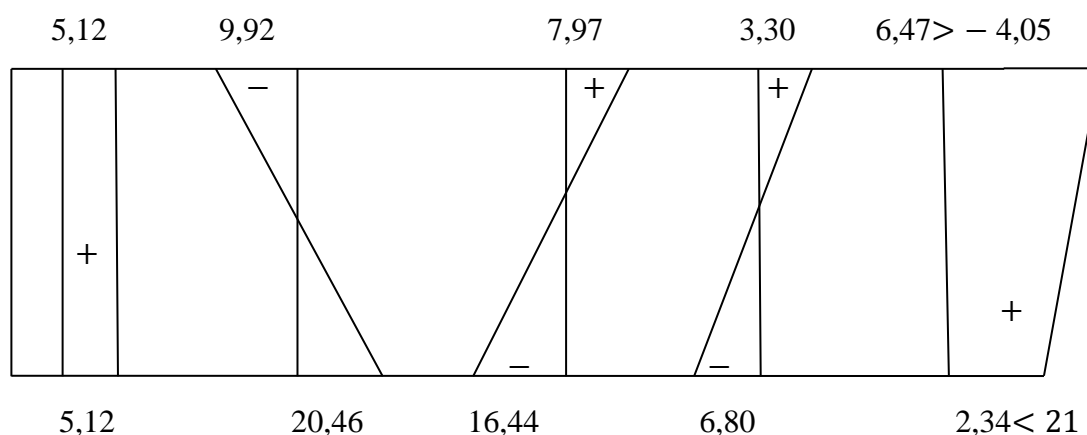


Figure VIII.7 : Digramme de la combinaison fréquente de P<sub>2</sub>.

Sous P<sub>2</sub>:

6,47Mpa ≥ - 4,05Mpa ⇒ condition vérifiée.

2,34 Mpa ≤ 21Mpa ⇒ condition vérifiée

c) Combinaison rare P+G+1,2Q :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

Fibre supérieure :  $\sigma_s \geq \sigma_{bt} = -1,5 f_{tj}$

Fibre inférieure :  $\sigma_i \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V}{I_n} + \frac{M_{min} \times V}{I_n} + \frac{1,2 \times MQ \times V}{I_n} \geq \sigma_{bt} = - 4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V'}{I_n} - \frac{M_{min} \times V'}{I_n} - \frac{1,2 \times MQ \times V'}{I_n} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

P <sub>1</sub>				
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>1</sub> × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	1,2 × MQ × V / I <sub>n</sub>	Résultat
6,45	12,49	7,97	5,50	7,43
P <sub>1</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>1</sub> × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	1,2 × MQ × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
6,45	25,74	16,44	11,33	4,42

Tableau VIII.8: Combinaison rare de P<sub>1</sub>

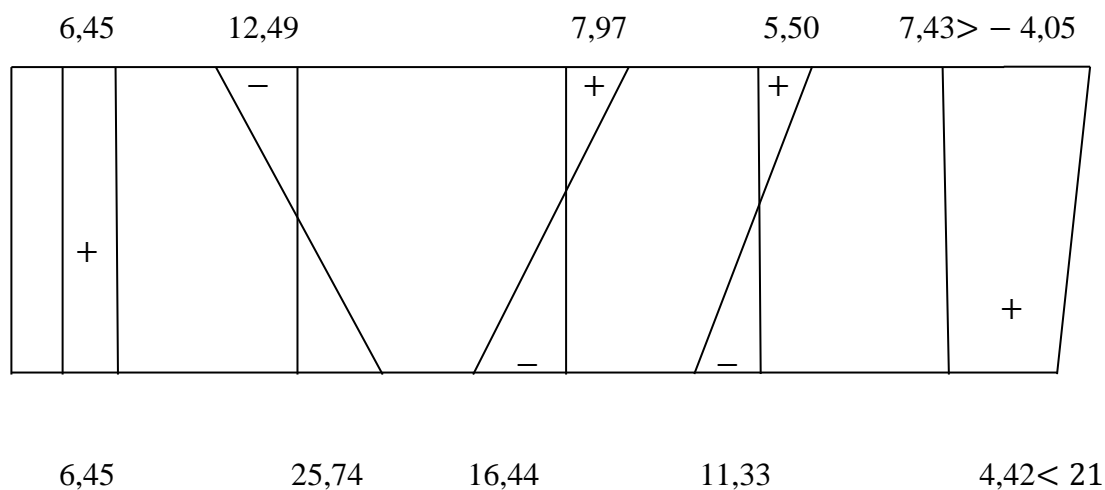


Figure VIII.8 : Diagramme de la combinaison rare de P<sub>1</sub>

Sous P<sub>1</sub> :

$7,43 \text{ Mpa} \geq - 4,05 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

$4,42 \text{ Mpa} \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée

P <sub>2</sub>				
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V / I <sub>n</sub>	1,2 × MQ × V / I <sub>n</sub>	Résultat
5,12	9,92	7,97	5,50	8,67
P <sub>2</sub> / B <sub>n</sub>	P <sub>2</sub> × e <sub>0</sub> × V' / I <sub>n</sub>	M <sub>min</sub> × V' / I <sub>n</sub>	1,2 × MQ × V' / I <sub>n</sub>	Résultat
5,12	20,46	16,44	11,33	-2,19

Tableau VIII.9: Combinaison rare de P<sub>2</sub>

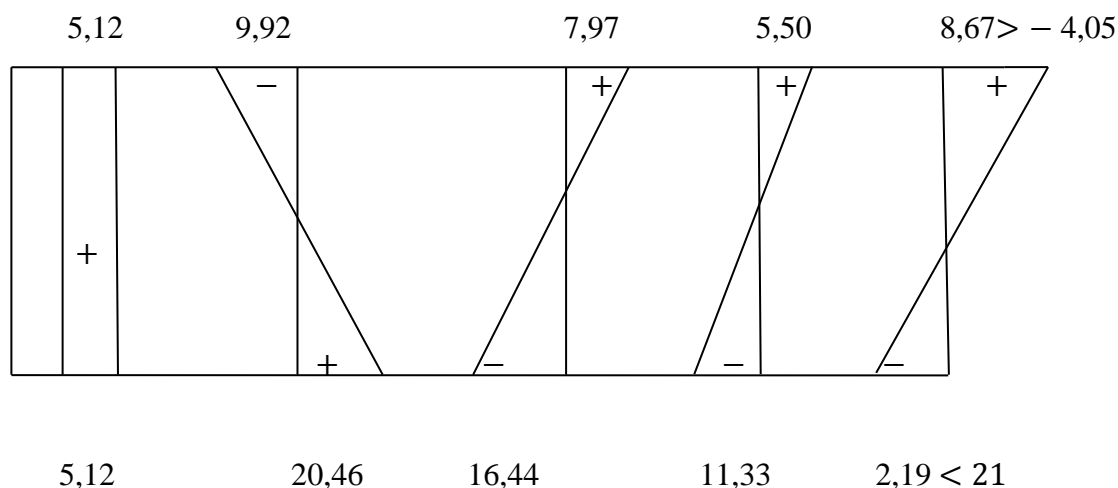


Figure VIII.9: Diagramme de la combinaison rare de P<sub>2</sub>

Sous P<sub>2</sub> :

8,67Mpa ≥ - 4,05Mpa ⇒ condition vérifiée.

-2,19 Mpa ≤ 21Mpa ⇒ condition vérifiée

### VIII.9-Principe de positionnement des câbles

On subdivise la moitié de la poutre e 3 zones

1. **Zone d'about** : on dispose les trois câbles de telle sorte que le centre de gravité des deux câbles s'approche du centre de gravité de la section pour obtenir un moment de précontrainte nul (ou faible).
2. **Zone centrale** : ou tous les câbles sont placés à l'excentricité maximale (avec signe négatif), afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respectant l'enrobage.
3. **Zone intermédiaire** : ou zone de relevage, ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about.

### VIII.10-Disposition des câbles

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = a x^2 + b x + c.$$

$$Y' = 2a x + b.$$

$$Y'' = 2a.$$

**Section d'about :**

**Détermination de A<sub>1</sub>, B , A<sub>2</sub> :**

Les conditions fixées par le document STRA

$$A \geq 16.5 \quad B \geq 28$$

Ils seront placés de tel sorte à avoir une excentricité nulle.

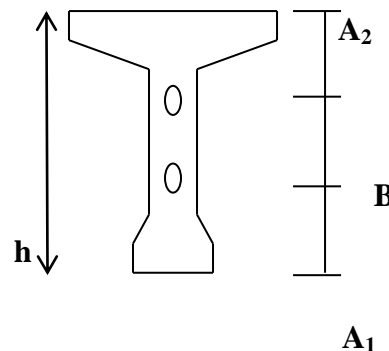
En fixant B=0,40 m.

$$Y_{GC} = \frac{\sum S_i y_i}{S_i} = \frac{\sum Y_i}{3} = 71.50$$

$$Y_{GC} = \frac{A_1 + (A_1 + 40)}{2} = 71.50$$

$$A_1 = 51.5 \text{ cm} \Rightarrow A_1 \geq 16.5 \text{ vérifié}$$

$$A_2 = 130 - (51.5 + 40) = 38.5 \text{ cm} \Rightarrow A_2 \geq 16.5 \text{ vérifié}$$



**1) Tracé des câbles**

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$Tg\alpha = 2ax + b$$

➤ **Câble n°1**

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$x = 0 \Rightarrow Y_1 = c_1 = 0,515 \text{ m} \dots\dots(1)$$

$$x = 13,25 \Rightarrow Y_1 = 0,12 = a_1 (13,25)^2 + b_1 (13,25) + 0,515 \dots\dots(2)$$

$$x = 13,25 \Rightarrow Y_1' = 2 a_1 (13,25) + b_1 = 0 \Rightarrow a_1 = - b_1 / 13,25 \times 2 \dots\dots(3)$$

En remplaçant a<sub>1</sub> dans l'équation (2) on a :

$$- 13,25b_1 / 2 + b_1 (13,25) = - 0,395 \Rightarrow b_1 = - 0,06$$

$$D'où : a_1 = 2,26 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 2,26 \times 10^{-3} x^2 - 0,06 x + 0,515$$

$$Y' = 4,52 \times 10^{-3} x - 0,06$$

Les abscisses et les angles du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$Tg\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)
0	0,515	- 0,06	- 3,434	- 0,06
0.25L	0,22	-0,03	- 1,72	- 0,03
0.5L	0,12	-0,0001	- 0,006	-0,0001

Tableau VIII .10: Tracé de câble N°1

### ➤ Câble n°2

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$x = 0 \Rightarrow Y_2 = C_2 = 0,915 \text{ m} \dots(1)$$

$$x = 13.25 \Rightarrow Y_2 = 0,12 = a_2 (13.25)^2 + b_2 (13.25) + 0.915 \dots(2)$$

$$x = 13.25 \Rightarrow Y_2' = 2 a_2 (13.25) + b_2 = 0 \Rightarrow a_2 = - b_2 / 13.25 \times 2 \dots(3)$$

En remplaçant  $a_2$  dans l'équation (2) on a :

$$- 13.25 b_2 / 2 + b_2 (13.25) = - 0,795 \Rightarrow b_2 = - 0,12$$

$$\text{D'où : } a_2 = 4,53 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_2 = 4,53 \times 10^{-3} x^2 - 0,12 x + 0.915$$

$$Y_2' = 9,06 \times 10^{-3} x - 0,12$$

Les abscisses et les angles du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$Tg\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)
0	0,915	- 0,12	- 6,843	- 0,119
0.25L	0,32	- 0,06	- 3,432	- 0,06
0.5L	0,12	0,00004	0,0026	0,00004

Tableau VIII.11 : Tracé de câble N°2

### Câble n°3 :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$x = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1,30 \text{ m} \dots(1)$$

$$x = 10.25 \Rightarrow Y_3 = 0,23 = a_3 (10.25)^2 + b_3 (10.25) + 1,30 \dots(2)$$

$$x = 10.25 \Rightarrow Y_3' = 2 a_3 (10.25) + b_3 = 0 \Rightarrow a_3 = - b_3 / 10.25 \times 2 \dots(3)$$

En remplaçant  $A_3$  dans l'équation (2) on a :

$$- 10.25 b_3 / 2 + b_3 (10.25) = - 1,07 \Rightarrow b_3 = - 0,209$$

$$\text{D'où : } a_3 = 1,02 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc : } Y_3 = 1,02 \times 10^{-2} x^2 - 0,209x + 1,30$$

$$Y_3' = 2,04 \times 10^{-2} x - 0,209$$

Les abscisses et les angles du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

$X_i$	$Y_i$	$Tg\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)
0	1,30	- 0,209	- 11,80	- 0,206
0.25L	0,68	- 0,135	-7,691	-0,134
0.5L	0,23	0,0001	0,006	0,00009

Tableau VIII.12 : Tracé de câble N°3

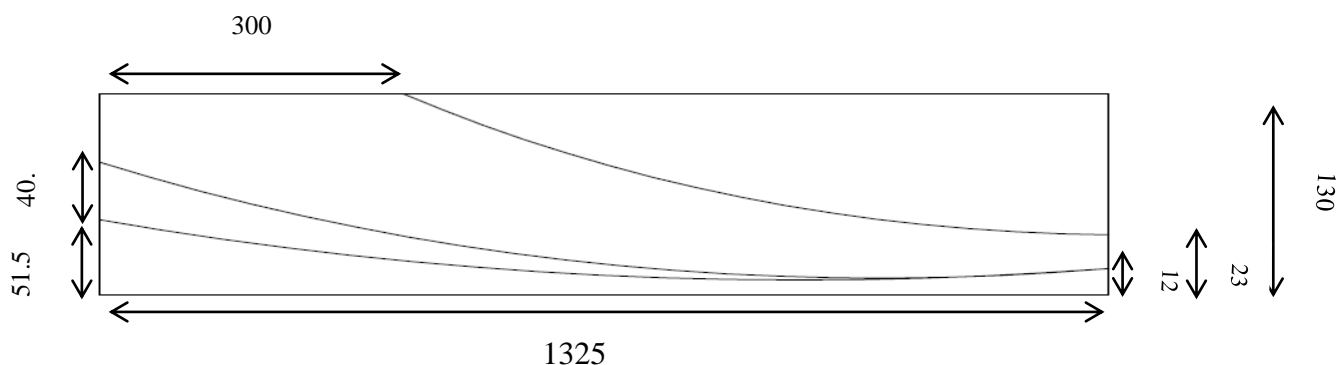


Figure VIII.10: Vue en plan des câbles

N° cables	y(cm)	$\alpha^\circ$	$y = ax^2$
1	12	3,434	$2,26 \times 10^{-3} x^2$
2	12	6,843	$4,53 \times 10^{-3} x^2$
3	23	11,80	$1,02 \times 10^{-2} x^2$

Tableau VIII.13 : Tracé des câbles

### VIII.11-Calcul des pertes de precontraintes

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. On doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- **Pertes instantanées** : tell que (pertes dues au frottement, pertes dues au recul à l'ancrage, pertes dues au raccourcissement instantané du béton).
- **Pertes différées** : tell que (pertes dues au retrait du béton, pertes dues au fluage, pertes dues à la relaxation des aciers).

1. Pertes instantanées

a) Pertes dues au frottement

Ce type de perte se produit par le frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{p0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse ( x ) **Figure VIII.11**, sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Avec :

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

e : la base des logarithmes népériens

$\alpha$  : l'angle de relevage du câble en radians

$\sigma_{p0}$  : contrainte de tension à l'origine  $\Rightarrow \sigma_{p0} = 1415,7\text{MPa}$

f : coefficient de frottement fils sur gaine  $\Rightarrow f = 0,2/\text{rad}$

$\varphi$  : coefficient de frottement en ligne droite  $\Rightarrow \varphi = 0,002/\text{m}$

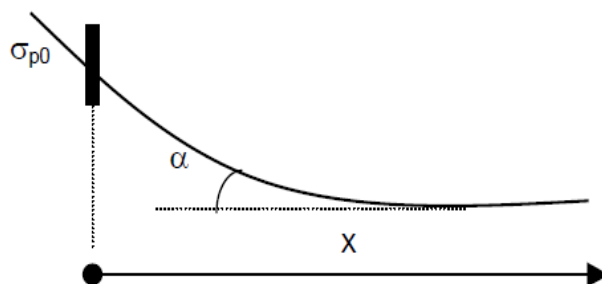


Figure VIII.11: Perte de tension par frottement

N° câble	$\alpha$ °	$\alpha$ <sup>rd</sup>	x(m)	$f\alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ MPa	$\Delta\sigma_{\text{moy}}$ MPa
1	- 3,434	- 0,06	13.25	0,0385	53,468	61,458
2	- 6,843	- 0,119	13.25	0,0503	69,448	
3	- 11,80	- 0,206	10.25	0,0617	84,708	84,708

Tableau VIII.14 : Pertes par frottement à x = 0.5L

N° câble	$\alpha$ °	$\alpha^{rd}$	x(m)	$f\alpha + \varphi x$	$\Delta \sigma_f$ MPa	$\Delta \sigma_{moy}$ MPa
1	- 3,434	- 0,06	6,625	0,02525	32,299	41,896
2	- 6,843	- 0,119	6,625	0,03705	51,492	
3	- 11,80	- 0,206	3,625	0,04845	66,956	66,956

Tableau VIII.15 : Pertes par frottement à  $x = 0.25L$ 

### b) Pertes dues au recul à l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance ( $d$ ) à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

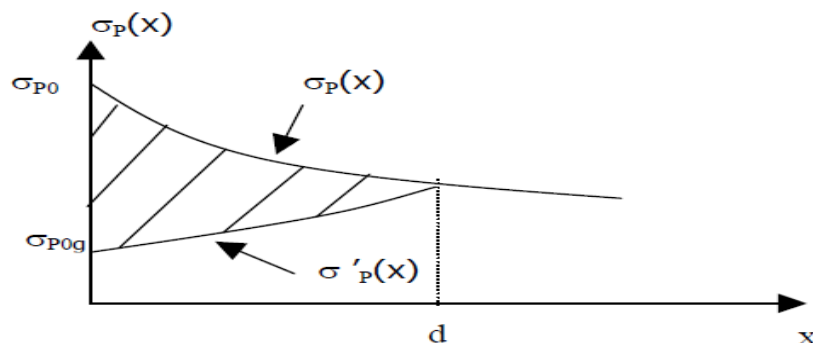


Figure VIII.12: Pertes dues au recul à l'ancrage

Si :  $d \leq L/2$  il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si :  $d > L/2$  il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec :

$g$  : intensité de recule d'encrage 6 mm.

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier de précontrainte = 190000 Mpa.

$L$  : longueur du câble.

N° Câble	$\alpha^{rd}$	L(m)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)
1	0,06	26,512	$2,45 \times 10^{-6}$	18,12
2	0,119	26,537	$2,90 \times 10^{-6}$	16,67
3	0,206	20,511	$4,01 \times 10^{-6}$	14,17

Tableau VIII.16 : Calcul de la valeur d

Comme est supérieure à L/2 ⇒ on tire les câbles par un seul côté (extrémité).

Les pertes par recul d’ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_{p0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

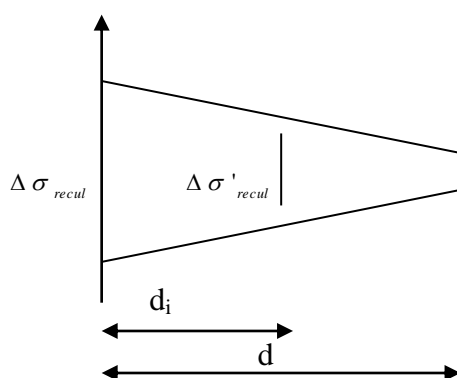


Figure VIII.13: diagramme des tensions

$$\Delta\sigma'_{recul} = \Delta\sigma_{recul} (1 - d_i / d)$$

$$\Delta\sigma'_{recul} (0,25L) = \Delta\sigma_{recul} (1 - 0,25L / d)$$

$$\Delta\sigma'_{recul} (0,5L) = \Delta\sigma_{recul} (1 - 0,5L / d)$$

N° Câble	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	d (m)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0,00L (MPa)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0,25L (MPa)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0,5L (MPa)
1	$2,45 \times 10^{-6}$	18,12	125,697	79,740	33,783
2	$2,90 \times 10^{-6}$	16,67	136,878	82,479	28,082
3	$4,01 \times 10^{-6}$	14,17	/	102,696	44,507
moyenne	/	/	131,287	88,305	35,457

Tableau VIII.17: Calcul des pertes dues à l’ancrage

## c) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Ces pertes sont dues au non simultanée de mise en tension des n câbles.

La perte moyenne par câble est :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_i} \sigma_x$$

$\sigma_x$  : Contrainte parabole du béton

n : nombre de gaines

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier de précontrainte  $\Rightarrow E_p = 1,9 \cdot 10^5$  Mpa

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

à 7 jours  $f_{c7} = 0.685 \times f_{c28} \log(7 + 1)$  ; ( $f_{c28} = 35$  Mpa )

$$f_{c7} = 21,65 \text{ Mpa}$$

$$E_7 = 11000 \times \sqrt[3]{21,65} = 30658,11 \text{ Mpa}$$

La perte sera :  $\Delta\sigma_{rac} = \frac{1,9 \times 10^5}{2 \times 30658,11} \times \sigma_x$

$$\Delta\sigma_{rac} = 3,099 \sigma_x$$

à 28 jours :  $f_{c28} = f_{c28} = 35$  Mpa

$$E_{28} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 2,64 \sigma_x$$

## a) Pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e^2(x)}{I_n} + \frac{M_p(x) \times e(x)}{I_n}$$

Avec :

$$P = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec})$$

$e(x)$  : excentricité du câble de précontrainte.

$M_p(x)$  = Moment dû au poids propre.

La section considérée est la section de la poutre seule.

Section Désignation	X= 0,00L	X= 0.25L	X= 0.5L
P (MN)	2,27	2,33	2,38
I (m <sup>4</sup> )	0,1133350681	0,1133350681	0,1002845538
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0,774368	0,774368	0,573728
e(m)	0	- 0,5038	- 0,6538
M <sub>p</sub> (MN)	0	1,187	1,573
σ <sub>x</sub> (MPa)	2,93	2,95	4,04
Δσ <sub>rac</sub> à 7 jours	9,08	9,142	12,52
Δσ <sub>rac</sub> à 28 jours	7,735	7,788	10,665

**Tableau VIII.18:** pertes par raccourcissement instantané câble d'about.

### b) Pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble d'extrados

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans la 1ère et la 2ème série de câbles.

La contrainte σ<sub>x</sub> est donnée par:

$$\sigma_x = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 \times e_1^2}{I_p} + \frac{M_p \times e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 \times e_2^2}{I_t} + \frac{M_d \times e_2}{I_t}$$

$$P_1 = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac})$$

$$P_2 = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec})$$

B<sub>p</sub> : Section de la poutre seule

B<sub>t</sub> : Section de la poutre + hourdis

I<sub>p</sub> : Inertie de la poutre seule

I<sub>t</sub> : Inertie de la poutre + l'hourdis

M<sub>D</sub> : moment de l'hourdis

M<sub>p</sub> : moment de la poutre seule

Section / Désignation	0,00L	0.25L	0.5L
P <sub>1</sub> (MPa)	/	2,31	2,36
P <sub>2</sub> (MPa)	/	2,24	2,31
e <sub>1</sub> (m)	/	- 0,5038	- 0,6538
e <sub>2</sub> (m)	/	-0,3301	- 0,7801
M <sub>p</sub> (MN)	/	1,187	1,573
M <sub>d</sub> (MN)	/	0,6024	0,8032
I <sub>p</sub> (m <sup>4</sup> )	0,1133350681	0,1133350681	0,1002845538
I <sub>t</sub> (m <sup>4</sup> )	0,2211552865	0,2211552865	0,1818007893
B <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	0,774368	0,774368	0,573728
B <sub>t</sub> (m <sup>2</sup> )	1,122068	1,122068	0,921428
σ <sub>x</sub> (Mpa)	/	5,08	10,71
Δσ <sub>rac</sub> à 7 jours	/	15,74	33,19
Δσ <sub>rac</sub> à 28 jours	/	13,41	28,27

Tableau VIII.19: Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados.

➤ **Pertes instantanées totales en (MPa) :**

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{rac}$$

**Câbles de l'about**

Section / Désignation	X = 0.00L	X = 0,25L	X = 0,5L
Pertes par frottement	25	41,896	61,458
Pertes par glissement	131,287	81,11	30,94
Perte par raccourcissement	7,735	7,788	10,665
Perte totales	164,022	130,794	103,063

Tableau VIII.20: Les pertes instantanées totales des câbles de l'about

## Câble de l'extrados :

Section Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
Pertes par frottement	/	66,956	84,708
Pertes par glissement	/	102,696	44,507
Perte par raccourcissement	/	13,41	28,27
Perte totales	/	183,062	157,485

Tableau VIII.21: Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados

## 2. Pertes différées

Elles se produisent pendant un temps plus ou moins long, lorsque les poutres sont soumises à des actions permanentes, ces pertes sont dues au changement des caractéristiques des matériaux avec le temps.

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- ✓ Perte de tension due au retrait du béton.
- ✓ Perte de tension due au fluage du béton.
- ✓ Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

## a) Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement.

L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

$$\text{En climat tempéré (BPEL) : } \varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 3.10^{-4}$$

De 3 à 7 jours il y a une dissipation de 15% du retrait de béton, à 60 jours il y a une dissipation de 50% du retrait de béton, à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait de béton.

$$\Delta\sigma_r = 57 \times (1 - 0,15) \Rightarrow \Delta\sigma_r = 48,45 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_r = 57 \times (1 - 0,50) \Rightarrow \Delta\sigma_r = 28,5 \text{ Mpa}$$

Câble à l'about (Mpa)	48,45
Câble à l'extrados (Mpa)	28,5

Tableau VIII.22: Les pertes dues au retrait du béton

**b) Perte de tension due au fluage du béton**

Le béton est maintenue sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

Les pertes dues au fluage sont données par la formule suivante selon BPEL :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{ij}$$

$\sigma_m$  : contrainte maximale dans le béton après les pertes instantanées.

$\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton , après les pertes différées.

$j$  : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :  $\sigma_b + \sigma_m = \sigma_x \times K_{fl}$

$K_{fl}$  : coefficient de fluage

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = (3E_v - E_v) / E_v = 2$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton :

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier de précontrainte =  $1,9 \cdot 10^5$  Mpa

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2 \times 190000}{30658,11} \times (1 - 0,15) \times \sigma_x = 10,54 \sigma_x$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2 \times 190000}{35981,73} \times (1 - 0,50) \times \sigma_x = 5,28 \sigma_x$$

Section / Désignation	X= 0,00L	X= 0,25L	X= 0,5L
câbles à l'about	30,882	31,093	42,582
câble à l'extrados	27,350	26,822	56,549

Tableau VIII.23 : Les pertes dues au fluage du béton

**c) Perte de tension due à la relaxation de l'acier**

Un fil d'acier est tendu à une précontrainte relativement élevée entre deux points fixes sur une longueur constante. La contrainte initiale tend à diminuer avec le temps c'est le phénomène de relaxation de l'acier, qui entraîne une chute de tension.

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par BPEL :

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = 0.06 \times \rho_{1000} (u - u_0) \sigma_{Pi}(x)$$

$\mu_0$  coefficient égale à :

- ✓ 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- ✓ 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- ✓ 0,35 pour les autres armatures.

Avec :

$\rho_{1000}$  : coefficient de relaxation à 1000 h  $\Rightarrow \rho_{1000} = 2,5\%$  (Très Basse Relaxation)

$\mu_0 = 0.43$  Pour les armatures de très basse relaxation

$$\mu = \frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}}$$

$\sigma_{Pi}$  : La tension initial de l'acier c.-à-d après perte instantané

$\sigma_{Pi} = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_i$  ,  $\Delta\sigma_i$  : la contrainte totale instantanée.

$f_{prg}$  : 1770 Mpa

$\sigma_{P0}$  : 1415.7 Mpa

**Câbles de l'about**

Section / Désignation	X= 0,00L	X= 0,25L	X= 0,5L
$\Delta\sigma_i(x)$	164,022	130,794	103,063
$\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_i(x)$	1251,678	1284,906	1312,637
$\mu$	0,707	0,726	0,742
$\Delta\sigma_{rel}$ (Mpa)	52,007	57,050	61,431

**Tableau VIII.24:** Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about

**Câble de l'extrados**

Section / Désignation	X = 0,00L	X = 0,25L	X = 0,5L
$\Delta\sigma_i(x)$	/	183,062	157,485
$\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_i(x)$	/	1232,638	1258,215
$\mu$	/	0,696	0,711
$\Delta\sigma_{rel}$ (Mpa)	/	49,182	53,034

**Tableau VIII.25 :** Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados

**Pertes de tensions différées totales**

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relaxation}$$

**Câbles de l'about**

Section / Désignation	X = 0,00L	X = 0,25L	X = 0,5L
Pertes retrait du béton	48,45	48,45	48,45
Pertes fluage du béton	30,882	31,093	42,582
Perte la relaxation des aciers	52,007	57,050	61,431
Perte totales	122,671	127,085	142,224

**Tableau VIII.26:** Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about

**Câble de l'extrados**

Section / Désignation	X = 0,00L	X = 0,25L	X = 0,5L
Pertes retrait du béton	/	28,5	28,5
Pertes fluage du béton	/	30,378	64,046
Perte la relaxation des aciers	/	49,182	53,034
Perte totales	/	99,863	136,741

**Tableau VIII.27 :** Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados

**3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées)**

$\Delta_{total} = 2 (\Delta_{instantanées, about} + \Delta_{différées, about}) + 1 (\Delta_{instantanées, extrados} + \Delta_{différées, extrados})$

$$\text{Pertes (\%)} = \frac{\Delta\sigma_{total}}{3 \times \sigma_{P0}}$$

Section / Désignation	X= 0,00L	X= 0,25L	X= 0,5L
$\Delta\sigma_{total}$ (MPa)	573,386	798,683	784,8
Pertes (%)	13,5	18,8	18,48

**Tableau VIII.28 :** Pourcentage réel des pertes

L'estimation des pertes à **30%** est vérifié, donc trois câbles de **12T15** sont largement suffisants.

**VIII.12-Vérification de la flexion à l'ELS des contraintes de la poutre la plus sollicité**

**1. Introduction :**

Durant la réalisation de l'ouvrage , certaine phase provoque des contrainte beaucoup plus importante que celle subit l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contrainte deux phases durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage , la vérification est effectuée à mi-travée, point critique en flexion. On vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant deux phases.

**Phase 1 :**

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le BPEL donne :  $P_1 = 1,02P_0 - 0,8\sigma_{Pi}$

Dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

Section / Désignation	X = 0,00L	X = 0,25L	X = 0,5L
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0,774368	0,774368	0,573728
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	0,1133350681	0,1133350681	0,1002845538
V (m)	0,585	0,585	0,5262
V' m	0,715	0,715	0,7738
e <sub>1</sub> (m)	0	- 0,5038	- 0,6538

**Tableau VIII.29:** Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_1 \times V}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V}{I_n} \geq \sigma_{bt} = - 4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_1 \times V'}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_n} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

Avec :

$$P_1 = 0,50 (1,02 P_0 - 0,8 \sigma_{Pi})$$

$$\sigma_{Pi} = \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{p0}} \times p_0 \quad \text{avec } P_0 = 7,62 \text{ MN.}$$

Après avoir vérifié les contraintes, on remarque bien que le cas le plus défavorable est obtenu pour X = L/2 = 13,25 m, voir tableau ci-dessous :

Section / Désignation	X = 0,00L	X= 0,25L	X = 0,5L
Δσ <sub>i</sub> (Mpa)	164,022	130,794	103,063
σ <sub>Pi</sub> (MN)	0,882	0,704	0,555
P <sub>1</sub> (MN)	3,533	3,604	3,664
M <sub>min</sub> (MN.m)	0	1,187	1,573
σ <sub>s</sub>	4,56	1,41	2,07
σ <sub>i</sub>	4,56	8,62	12,73

**Tableau VIII.30 :** Détermination des contraintes à la mise en tension

$2,07 \text{ Mpa} \geq -4,05 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée

$12,73 \text{ Mpa} \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée

Les deux équations sont vérifiées.

### Phase 2 :

En service, On utilise les caractéristiques géométriques nettes pour sections composite.

Le BPEL donne :  $P_2 = 0,98P_0 - 1,2 \sigma_{Pi}$

Dans cette phase, on considère les pertes instantanées et différées.

Section Désignation	X= 0,00L	X= 0,25L	X= 0,5L
$B_n \text{ (m}^2\text{)}$	1,122068	1,122068	0,921428
$I_n \text{ (m}^4\text{)}$	0,2211552865	0,2211552865	0,1818007893
V (m)	0,5728	0,5728	0,4899
V' m	0,9272	0,9272	1,0101
e (m)	0	-0,3301	-0,7801

**Tableau VIII.31:** Caractéristiques géométriques de la poutre en service

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_2 \times V}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V}{I_n} \geq \sigma_{bt} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_2 \times V'}{I_n} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_n} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \sigma_{Pi}$$

$$\sigma_{Pi} = \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} \times p_0 \quad \text{avec } P_0 = 7,62 \text{ MN}$$

Après avoir vérifié les contraintes, on remarque bien que le cas le plus défavorable est obtenu pour  $x = L/2 = 13,25 \text{ m}$ , voir tableau ci-dessous.

Section Désignation	X= 0,00L	X= 0.25L	X= 0.5L
$\Delta\sigma_t$ (Mpa)	573,386	798,683	784,8
$\sigma_{Pi}$ (MN)	3,09	4,30	4,22
$P_2$ (MN)	3,76	2,31	2,40
Mmin (MN.m)	0	1,187	1,573
$\sigma_s$	3,35	5,83	5,54
$\sigma_i$	3,35	0,28	4,27

**Tableau VIII.32 :** Détermination des contraintes en service

5,54 Mpa  $\geq$  - 4,05 Mpa  $\Rightarrow$  condition vérifiée

4,27 Mpa  $\leq$  21 Mpa  $\Rightarrow$  condition vérifiée

Les deux équations sont vérifiées.

### VIII.13-Ferraillage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE400

#### 1. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Les armatures longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

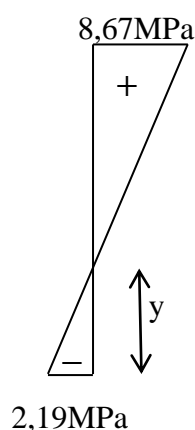
$B_t$  : surface du béton tendu (cm ).

$N_{bt}$  : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

$f_{tj}$  : contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$ .

$\sigma_{bt}$  : contrainte de traction réelle dans le béton

$h_{bt}$  : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

Figure : Diagramme des contraintes sous  $P_2$  (combinaison rare)

$$\sigma_s = 8,67\text{MPa}$$

$$\sigma_i = 2,19\text{MPa}$$

$$2,19(1,3 - y) = 8,67y \Rightarrow y = 0,262 \text{ m}$$

$$B_t = \frac{1}{2} \times 2,19 \times 0,262 = 0,287 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{B_t \times \sigma_{bt}}{2} = 0,314 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,287}{1000} + \frac{0,314}{400} \times \frac{2,7}{2,19} = 12,55\text{cm}^2$$

On prend: 9HA14=13.9 cm<sup>2</sup>

## 2. Armatures de peau

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène comme le retrait différentiel.

### ➤ Sens longitudinale

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de 3 cm<sup>2</sup>/m de périmètre de section.

$$A_{pl} = 3 \times (1,3 + 0,55) \times 2 = 11,1 \text{ cm}^2.$$

Soit 16HA10 réparties sur le parement.

### ➤ Sens transversal :

On dispose 2cm<sup>2</sup> comme ferrailage.

On prend un cadre de 1HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

## 3. Armatures supérieures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

**Le poids propre :**

$$q_1 = [(0,39 \times 0,39)/2 + 0,11 \times 0,39 + 0,11 \times 0,50] \times 2,5 \times 1 = 0,434 \text{ t/ml}$$

**Le béton frais hourdis :**

$$q_2 = (0,50 \times 0,20) \times 2,5 \times 1 = 0,25 \text{ t/ml}$$

**Une surcharge de 450Kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel des travaux lors de la construction :**

$$q_3 = (0,50 \times 0,45 \times 1,3) = 0,293 \text{ t/ml}$$

$$q_t = q_1 + q_2 + q_3 = 0,977 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est supposée comme une console donc :

$$M = \frac{q_l^2}{2} = \frac{0,977 \times 0,50^2}{2} = 0,122 \text{ t.m /ml}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times Z}$$

Avec :

$$Z = \frac{7}{8} h_0 = \frac{7}{8} (0,9 \times 1,3) = 1,02 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{0,122}{267 \times 1,02} = 0,05 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10 tous les 13cm sur appui et 25 cm en travée.

**IV.1-INTRODUCTION :**

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement.....ect). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

**IV.2-Flèches et contre flèches :****➤ Flèche due au poids propre :**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de (q/ml). Cette flèche prend sa valeur maximale à mi-travée, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 \times q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G}$$

$E_v$  : module de déformation longitudinal différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,95 \text{ Mpa}$$

$I_G$  : moment d'inertie de la section médiane nette ( poutre + hourdis ).

$$I_G = 0,1818007893 \text{ m}^4.$$

$$q_G = 3,371 \text{ t/ml.}$$

$$L = 26,5 \text{ m.}$$

$$f_G = \frac{5 \times 3,371 \times (26,5)^4}{384 \times 12102,95 \times 0,1818007893} = 0,0984 \text{ m}$$

$$f_G = 9,84 \text{ cm}$$

➤ contre flèche due à La précontrainte :

à cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre  $f_p$  sera donné par :

$$f_p = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{Mx}{EI} dx$$

Avec:

$Mx dx$ : le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

➤ Diagramme des moments de précontraintes :

$$M_p = N \times e$$

$N$  : effort de précontrainte.  
 $e$  : excentricité.

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) les résultats sont dans le tableau suivant :

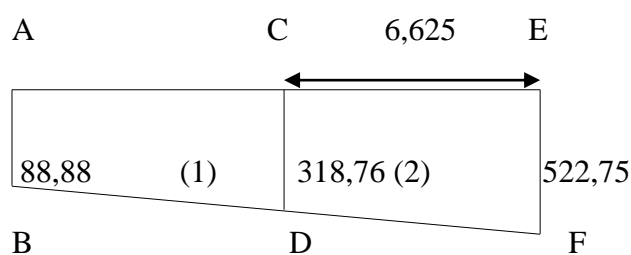
Section	N (t)	e (m)	$M_p$ (t.m)
0.00L	404	- 0,22	88,88
0.25L	613	- 0,52	318,76
0.5L	615	- 0,85	522,75

**Tableau IV.1** : Les moments calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui).

$$N = \sum P_i \times \cos \alpha_i, \quad P_i = (\sigma_{p0} - \sigma_{Ti}) \cdot A_p, \quad e = Y_i - V'$$

$P_i$  : l'effort de précontrainte donnée par câble.

**Diagramme du Moment de précontrainte :**



**Trapèze 1 :**

$$X_G = \frac{h}{3} \left( \frac{2B + b}{B + b} \right)$$

$$X_{G1} = \frac{6,625}{3} \left( \frac{2 \times 318,76 + 88,88}{318,76 + 88,88} \right) = 3,935 \text{ m}$$

Trapèze 2:

$$X_{G2} = \frac{6,625}{3} \left( \frac{2 \times 522,75 + 318,76}{522,75 + 318,76} \right) = 3,58 \text{ m}$$

$$X_{G1} = 3,935 \text{ m}$$

$$X_{G2} = 3,58 + 6,625 = 10,205 \text{ m}$$

➤ Calcul du moment statique :

	Aire du trapèze (en m <sup>2</sup> )	Distance/ AB	S <sub>Δ / AB</sub> (m <sup>3</sup> )
1	$-\left(\frac{88,88 + 318,76}{2}\right) \times 6,625 = -1350,31$	3,935	-5313,46
2	$-\left(\frac{318,76 + 522,75}{2}\right) \times 6,625 = -2787,50$	10,205	-28446,43
			Σ = -33759,89

**Tableau IV.2:** Les moments statiques calculés dans les sections (1et 2).

$$f_p = \frac{-33759,89}{1210295 \times 0,18180078 \times 93} = -0,1534 \text{ m}$$

$$f_p = -15,34 \text{ cm.}$$

Le Signe (-) montre que la flèche est dirigé vers le haut.

➤ **Flèche de surcharge :**

La flèche est maximum en milieu de travée pour : 1,2 (B<sub>C</sub> + ST) = 151,68 t.m.

La flèche due à ce chargement est donnée par la formule suivante :

$$\frac{qL^2}{8} = 151,68 \quad \text{d'où} \quad q = \frac{151,68 \times 8}{(26,5)^2} = 1,73 \text{ t / ml}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ Mpa}$$

$$f_s = \frac{5 \times q \times L^2}{384 \times E_i \times I_G} = \frac{5 \times 0,0173 \times (26,5)^4}{384 \times 35981,73 \times 0,1818007893} = 0,017 \text{ m}$$

$$f_s = 1,7 \text{ cm} .$$

### ➤ Flèche de Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieur à la flèche du poids propre de la Poutre. Celle ci prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmentent La dilatation de sa membrure supérieur qui accentue alors la courbure. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) \Rightarrow f_c = \frac{3}{4}(15,34 \text{ cm} - 9,84) = 4,12 \text{ cm} .$$

### ➤ La flèche totale :

$$\text{En service à vide : } f = f_p + f_c + f_G = -15,34 + 4,12 + 9,84 = -1,38 \text{ cm} .$$

$$\text{En service en charge : } f = f_p + f_c + f_G + f_s = -15,34 + 4,12 + 9,84 + 1,7 = 0,32 \text{ cm} .$$

Conclusion :

$$\text{la flèche admissible : } \frac{L}{300} = \frac{26,5}{300} = 8,83 \text{ cm} .$$

$$0,32 \text{ cm} < 8,83 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

### IV.3-Calcul des rotations :

#### ➤ Rotation sous le poids propre :

$$\theta_G = \frac{qL^3}{24 \cdot E_v \cdot I} .$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 0,2211552865 \text{ m}^3 .$$

$E_v$  : module d'élasticité différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,95 \text{ MPa} .$$

$$\theta_G = \frac{0,03371 \times 26,5^3}{24 \times 12102,95 \times 0,2211552865} = 0,0098 \text{ rad} .$$

➤ **Rotation d'appui sous la précontrainte :**

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times E \times I} \int_0^1 M dx .$$

$\int_0^1 M dx$ : Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\text{Surface de 1 et 2} = - (1350,31 + 2787,50) = - 4137,81 \text{ m}^2$$

$$\int_0^1 M dx = \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2(- 4137,81) = -8275,62 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } \theta_p = \frac{-8275,62}{2 \times 1210295 \times 0,2211552865} = - 0,016 \text{ rad} .$$

➤ **Rotation sous la surcharge ( $B_C + ST$ ) :**

La rotation est donnée par  $\theta_s = \frac{ql^3}{24 \times E_i I}$

$$\theta_s = \frac{0,0173 \times (26,5)^3}{24 \times 35981,73 \times 0,2211552865} = 0,002 \text{ rad}.$$

➤ **Rotation total :**

➤ En service à vide :  $\theta = \theta_p + \theta_G = - 0,016 + 0,0098 = - 0,0062 \text{ rad}.$

➤ En service en charge :  $\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_s = - 0,016 + 0,0098 + 0,002 = - 0,0042 \text{ rad}.$

**IV.4-Calcul des déplacements :**

➤ **Déplacement du à une rotation d'appui :**

$$\Delta f_\theta = \frac{\theta \times h}{2} = 0,0062 \times \frac{150}{2} = 0,5 \text{ cm}.$$

$$\Delta f_\theta = 0,5 \text{ cm}.$$

➤ **Déplacement du au retrait :**

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

La valeur moyenne du retrait étant :  $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ .

$$\Delta_r = 3 \times 10^{-4} \times \frac{1}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{26,5}{2} = 3,98 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_r = 0,4 \text{ cm} .$$

➤ **Déplacement du au fluage :**

La fibre inférieure est sous contraintes de compression, il faut tenir compte de ces contraintes, c'est pour cela qu'on doit prendre la valeur moyenne des contraintes.

$$\Delta_{fl} = \frac{\varepsilon_{fl} \times L}{2}$$

$$\varepsilon_{fl} = \frac{2 \times \sigma_b}{E_v}$$

Avec :

$\sigma_b$  : contraint finale dans le béton au niveau du fibre inferieure sur appui.

$E_v$  : module d'élasticité longitudinale du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{fl} = \frac{2 \times 4}{12102,95} = 6,61 \times 10^{-4}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{fl} = \frac{6,61 \times 10^{-4} \times 26,5}{2} = 8,76 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,88 \text{ cm}$$

➤ **Déplacement du à la variation de température :**

Pour une variation de température de  $\pm 20^\circ\text{C}$  ; pour chaque appui on aura :

$$\Delta L = \mp 2 \times 10^{-4} \text{ C}^0$$

$$\Delta_T = \mp 2 \times 10^{-4} \times \frac{L}{2} = \mp 2 \times 10^{-4} \times \frac{26,5}{2}$$

$$\Delta_T = \mp 0,27 \text{ cm}$$

➤ **Déplacement total :**

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_{f\theta} + \Delta_r + \Delta_{fl}) + \Delta_T = \frac{2}{3} (0,5 + 0,4 + 0,88) + 0,27$$

$$\Delta_{\max} = 1,46 \text{ cm}$$

**IX.1-Introduction :**

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

**IX.2-Etude de la flexion transversale :**

Pour la flexion transversale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul

revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura :

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison :

$$1.35 G+1. 35D240$$

	ELU (Kn.m)	ELS (Kn.m)
En travée	18.35	15.6
En appui	71,48	60.7

**Tableau X .1** : Les moments fléchissant max et min.

**a) Détermination des ferrillages :**

Béton dosé a  $350\text{kg/m}^3$

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

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence ,  $f_e=400\text{Mpa}$

Enrobage =3cm

$\gamma_b=1.5$  ,  $\gamma_s =1,15$  .

On détermine le ferrailage par un mètre linaire, pour cela on prend la largeur  $b = 1\text{m}$

**➤ Fibre inferieur:**

$M_u = 18.35\text{KN.m}$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bcu}} = \frac{0.01835}{1 \times 0.18^2 \times 19.83} = 0,028$$

On a  $\mu u \leq 0.183$  donc nous sommes dans le Domaine 1

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$\beta = d (1 - 0.4\alpha) = 0,17$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = 3.10 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA10 avec  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$  et un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,7}{400}; \frac{100 \times 20}{1000} \right\} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Fibre supérieure:**

$$M_U = -71.48 \text{ KN.m}$$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bcu}} = \frac{M_u}{1 \times 0.18^2 \times 19.83} = 0,111$$

On a  $\mu u \leq 0.183$  donc nous sommes dans le Domaine 1

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$\beta = d (1 - 0.4\alpha) = 0,17$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = 12,08 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 4 HA 20 avec  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,7}{400}; \frac{100 \times 20}{1000} \right\} = 2.79 \text{cm}^2$$

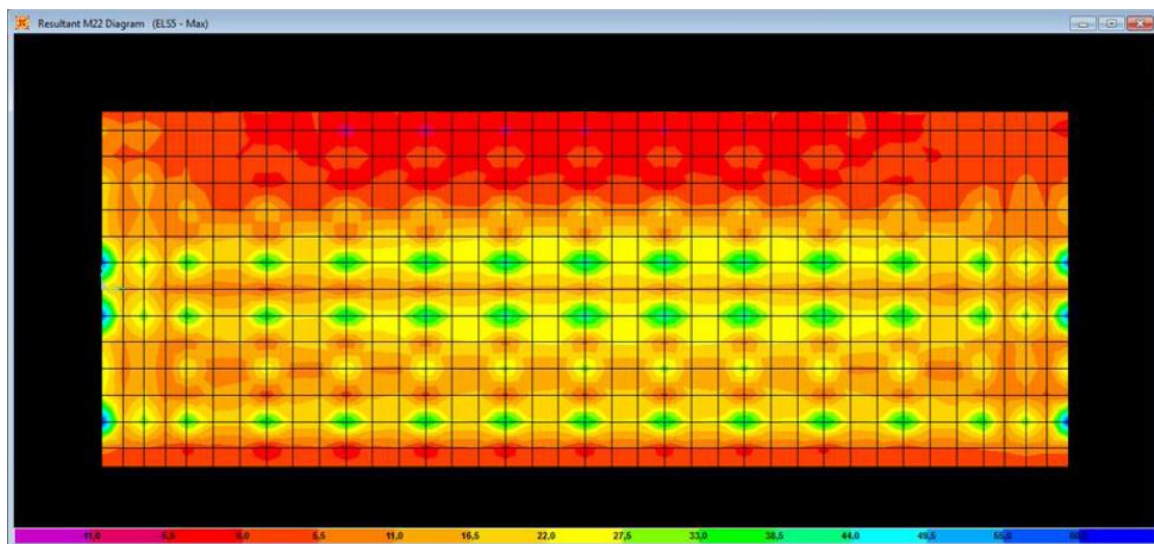
Condition vérifiée

**IX.3- Etude de la flexion longitudinal :**

On aura a ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par les combinaisons:

$$(1,35 G+1,35 D240).$$



**Figure X.1 :** Diagramme du moment longitudinal.

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
En travée	41,8	30.5
En appui	-87	74.6

**Tableau X .2 :** Les moments fléchissant max et min

**a) Détermination des ferrillages :**

$f_{c28} = 35 \text{Mpa}$

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence ,  $f_e=400\text{Mpa}$

Enrobage =3cm

$\gamma_b=1.5$  ,  $\gamma_s =1,15$  .

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela on prend la largeur  $b = 1\text{m}$

➤ **Fibre inferieur:**

$M_u = 41,8\text{KN.m}$

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$d = 18 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bcu}} = \frac{M_u}{1 \times 0.18^2 \times 19.83} = 0,0650$$

On a  $\mu_u \leq 0.183$  donc nous somme dans le Domaine 1

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.084$$

$$\beta = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = 7.06 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 8 HA 14 avec  $A_S = 12,32 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,7}{400}; \frac{100 \times 20}{1000} \right\} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Fibre supérieure:**

$M_u = -87\text{KN.m}$ .

La Contrainte du béton :

$$f_{bcu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bcu}} = \frac{M_u}{1 \times 0.17^2 \times 19.83} = 0,176$$

On a  $\mu \leq 0.183$  donc nous sommes dans le Domaine 1

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.249$$

$$\beta = d (1 - 0.4\alpha) = 0,16$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = 15.6 \text{ cm}^2$$

On prend les aciers 8 HA 16 avec  $A_S = 16.08 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,7}{400}; \frac{100 \times 20}{1000} \right\} = 2.79 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

#### IX.4-Vérification des contraintes :

##### a)sens longitudinal

- En travée :

$$M_s = 30.5 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier ces deux conditions :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (2)$$

Détermination de l'axe neutre (x) :

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

Si  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  ..... condition vérifiée

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser} \times (d-x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0.5f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 228,6) = 228,63 \text{ Mpa}$$

Si  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  ..... condition vérifiée

	Sens longitudinal	Sens transversal
Ms (KN.m)	30.5	15.6
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	7.8	5.3
$\sigma_{st}$ (Mpa)	224	206.5

**Tableau X.3 :** tableau de vérifications des contraintes de l'hourdis en travée à l'ELS

	Sens longitudinal	Sens transversal
Ms (KN.m)	74.6	60.7
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	7.6	5.8
$\sigma_{st}$ (Mpa)	222	225

**Tableau X.4 :** tableau de vérifications des contrainte de l'hourdis en appui à l'ELS

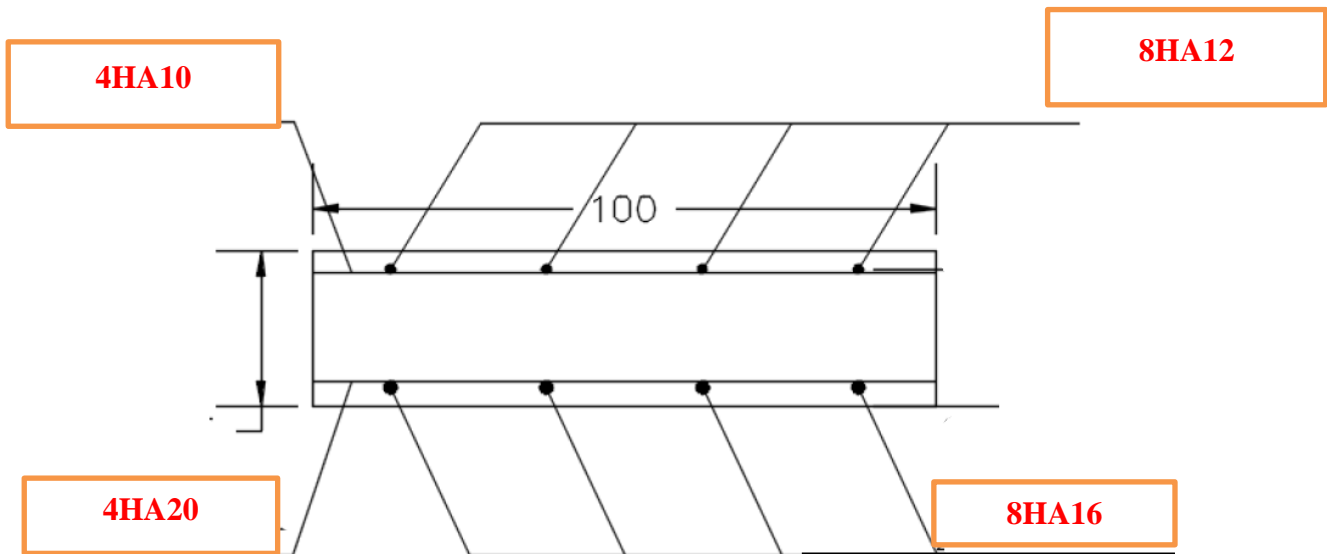


Figure X.5 : ferrailage de l'hourdis

## IX.5-.Résistance aux efforts tranchants :

- **Justification de béton :**

## a) Transversalement :

$$T_u = 96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{96}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow 0.53 < 3.5 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Condition vérifié}$$

## b) Longitudinalement :

$$T_u = 80.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{37,8}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0.447 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow 0.447 < 3.5 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Condition vérifié}$$

### XI.1-Introduction

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

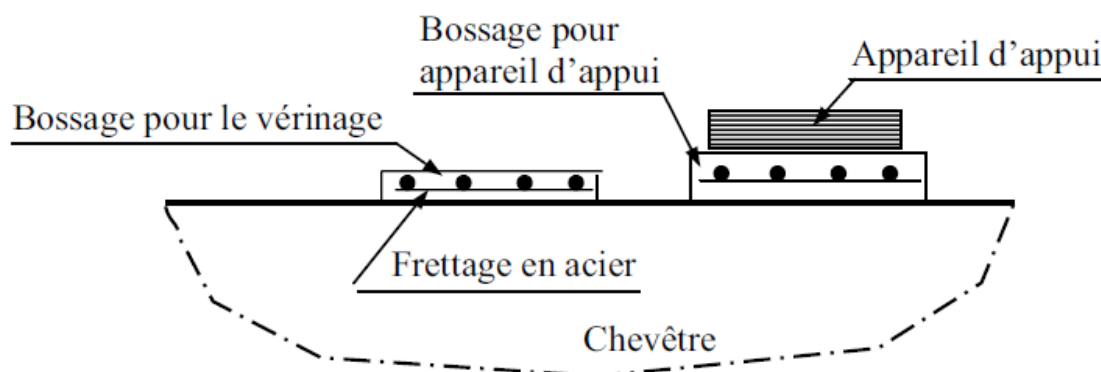
Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis.
- Elles sont indispensables( permet d'appuyer correctement les vérins) pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui confère une bonne rigidité. Elles doivent être calculées pour résister au vérinage lors du changement des appareils d'appuis.

Des vérins sont placés sur la tête des appuis (tel que chevêtre), et sous les entretoises d'appui. ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépend de leur puissance et du poids du tablier à soulever. De nos jours des bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis.



**Figure XI.1 :** Bossage pour vérinage et pour appareil d'appui.

### XI.2-Schéma statique de l'entretoise

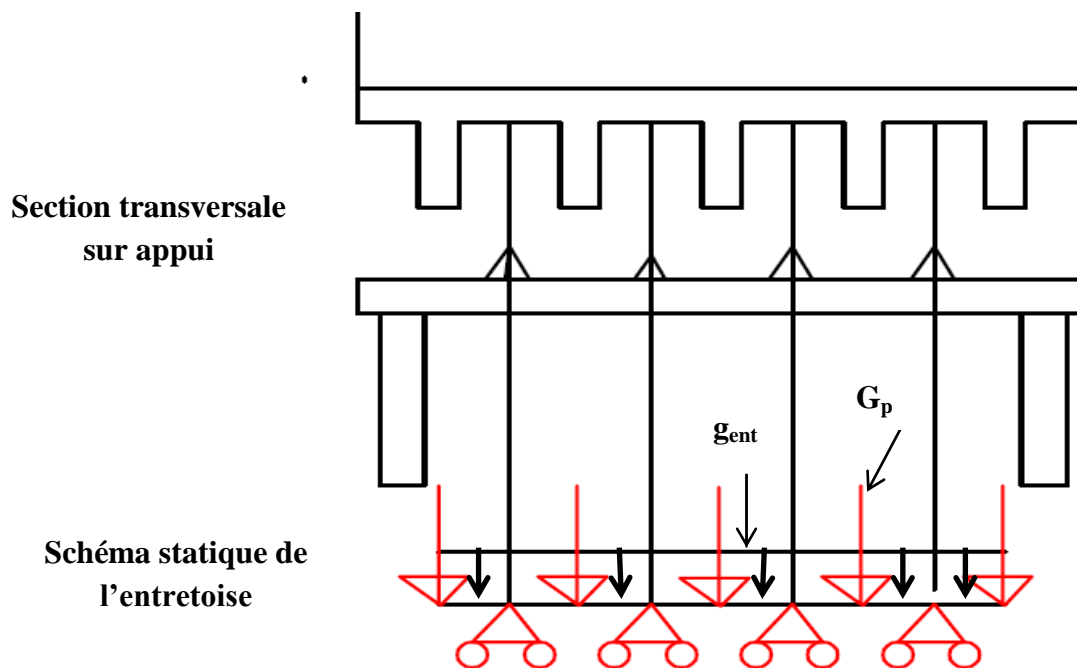
Lors du vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Ainsi, l'entretoise est calculée comme une poutre supportant son poids propre (charge répartie), et le poids propre de la superstructure (équipement), des hourdis et des poutres principales à travers ce dernier (charge concentrée). Le schéma statique dépend du nombre des vérins employés.

La longueur de l'entretoise est prise entre les axes des âmes des poutres de rive, soit une longueur de 7,32 m, sa hauteur 0,85 m et son épaisseur est de 0,45m.

On peut également choisir une répartition de vérin de manière à optimiser le ferrailage de l'entretoise, notamment que lorsqu'elle est continue, elle présente également un ferrailage supérieur.

### Un vérin entre chaque poutre :

Dans ce cas, l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. La résolution est effectuée soit par la méthode des 3 moments, soit par des logiciels de calcul de poutre continue.



**Figure XI.2:** Schéma du vérinâge dans le cas d'un vérin entre chaque poutre.

### XI.3-Détermination des sollicitations

#### ➤ Poids propre linéaire de l'entretoise

$$g_{ent} = 0,85 \times 0,45 \times 2,5 = 0,956 \text{ t/ml}$$

#### ➤ Poids transmise par chaque poutre

$$G_p = G_{pp} + G_d + G_{st} \text{ Avec :}$$

$G_{pp}$  : est le poids propre d'une poutre principale.

$G_d$  : est le poids propre du hourdis (dalle) transmis par une poutre principale.

$G_{st}$  : est le poids propre de la superstructure transmis par une poutre principale.

Pour la charge  $G_p$  devient des poutres de rives :  $G_p = 41,95t$ .

Pour la charge  $G_p$  devient des poutres intermédiaires :  $G_p = 44,67t$ .

Après l'application de la méthode des 3 moments, on obtient les résultats qui présentées dans le tableau suivant :

	ELU (t.m)	ELS (t.m)	
	M(t.m)	M(t.m)	T(t)
En appui	52,36	38,78	57,81
En travée	21,62	16,01	/

**Tableau XI.1** : Moments fléchissant et l'effort tranchent del'entretoise à l'ELU et l'ELS.

#### XI.4-Ferraillage entretoise

##### Ferraillage longitudinal :

##### a) ELU : $d = 80cm$

	En travée	En appui
Mu(MN.m)	$21,62 \times 10^{-2}$	$52,36 \times 10^{-2}$
$\mu$	0,038	0,092
$\alpha$	0,048	0,121
$\beta$	0,981	0,952
$A_{st} (cm^2)$	7,92	19,76

**Tableau XI.2:** Ferraillage de l'entretoise à l'ELU

**Condition de non fragilité**

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \times \frac{f_{cj}}{f_e} \times b \times d$$

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

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 45 \times 80$$

$$A_{s_{\min}} \geq 5,59 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$19,76 \text{ cm}^2 \geq 5,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$7,92 \text{ cm}^2 \geq 5,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) ELS :**

	En travée	En appuie
Mu(MN.m)	$16,01 \times 10^{-2}$	$38,78 \times 10^{-2}$
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	5,49	8,99
$\sigma_{st}$ (Mpa)	217,65	205,52
$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	4HA16 (8,04cm <sup>2</sup> )	4HA16 et 4HA20(20,64cm <sup>2</sup> )
Esp(cm)	10	10

**Tableau XI.3:** Ferrailage de l'entretoise à l'ELS

Il est nécessaire de vérifier à l'ELS que la compression du béton reste admissible ainsi que la traction dans les armatures en fonction de la préjudiciabilité de la fissuration :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

la fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$  avec  $n = 1,6$ .

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

**Détermination des contraintes :**

**détermination de l'axe neutre :**

$$b \times x \times x/2 - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

nous avons :  $I_b = \frac{b \times x^3}{3}$  ;  $I_{st} = n \times A_{st} (d - x)^2$

$$I = I_b + I_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - x)}{I}$$

Les vérifications sont :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

➤ **En travée :**

$$5,49 \text{ Mpa} \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$217,65 \text{ Mpa} \leq 228,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

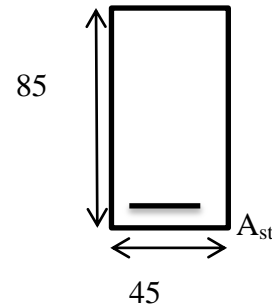
$$8,99 \text{ Mpa} \leq 21 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$205,52 \text{ Mpa} \leq 228,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Ferraillage transversal :**

$$T_{\max} = 57,81 \text{ t}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,9 \times \sigma_s}$$



Avec :

$$f_{tj} = \min (f_{t28} ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{0,5781}{0,45 \times 0,80} = 1,61 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte tangente conventionnelle**

Armature droit (  $\alpha = 90^\circ$  )

**Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,5 \text{ Mpa}$$

Donc  $\tau_u = 1,61 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$  condition vérifiée

L'espace des armatures transversales doit vérifiée

$$S_t \leq \min ( 0,9 d ; 40 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \quad . \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

D'autre part de diamètre des armatures d'âme doit être :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right)$$

$$\phi_t \leq \min ( 2,43 ; 4,5 ; 1,2 )$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm} .$$

$A_t \geq 2,23 \text{ cm}^2$  on prend :

$$A_t = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

**Les armatures de peau**

Disposition parallèle à la fibre moyenne d'une entrotroise à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de périmètre de section de béton.

$$A_p = 3(0,45 + 0,85) \times 2 = 7,8 \text{ cm}^2$$

On prend 8T12  $A_p = 9,024 \text{ cm}^2$  .

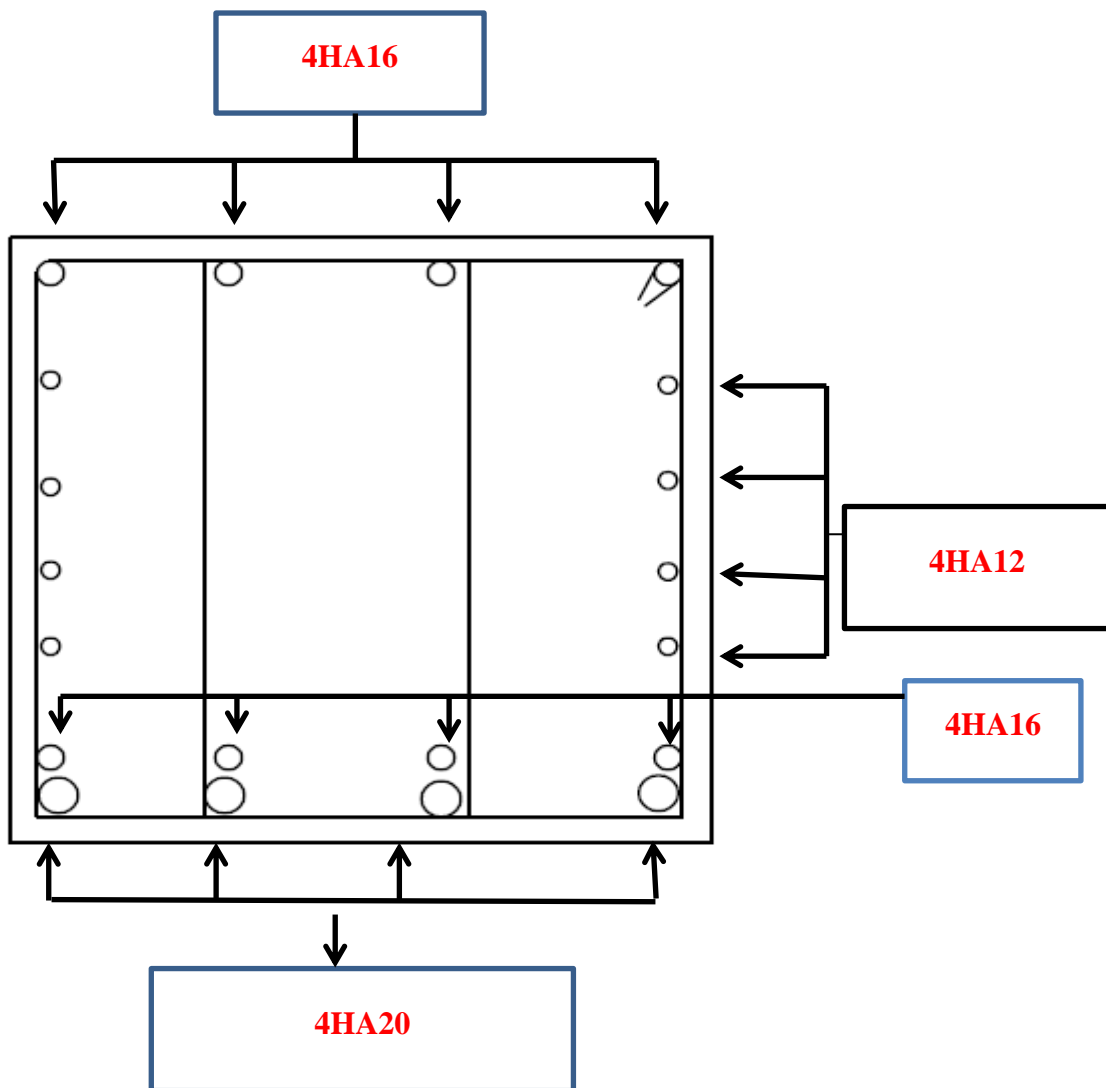


Figure XI.3 : ferrailage de l'entretoise

### XII.1-Introduction :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et rotations.

ILS sont chargés de:

- Transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation.
- Transmettre en tout ou en partie, les efforts horizontaux dus aux effets de modifications de longueur du tablier (effets thermiques, retrait, fluage) ou aux effets introduits par les charges d'exploitation (freinage.....ect).

Permettre les rotations du tablier sous charges d'exploitation ou à la suite de déformations différées de la structure tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

### XII.2-Principe de dimensionnement:

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

L'appareil d'appui est soumise à la compression, la distorsion et à la rotation.

### XII.3-Réactions d'appuis:

Les efforts normaux sollicitant les appareils d'appui sont déduits des réactions d'appuis dues aux différents cas des charges.

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touchée par les efforts tranchants engendre une réaction maximale dans l'appui de la poutre intermédiaire :

$$N_{\max} = R_G + 1,2(R_{BC} + R_{ST}) = 90,18 \text{ t}$$

#### ➤ Déplacements :

Dus au fluage  $\Delta_f = 0,88 \text{ cm}$ .

Dus au retrait  $\Delta_r = 0,4 \text{ cm}$ .

Dus à la rotation  $\Delta_\theta = 0,5 \text{ cm}$ .

Dus à la température  $\Delta_T = 0,27 \text{ cm}$ .

**➤ Rotation :**

Due au poids propre  $\theta_G = 0,5615^\circ$ .

Due à la précontrainte  $\theta_p = 0,917^\circ$ .

Due à la surcharge  $\theta_s = 0,1146^\circ$ .

**XII.4-Dimensionnement des appareils d'appuis selon le guide SETRA****XII.4-1 Aire de l'appareil d'appui :**

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

$\sigma_{\max}$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{\max}$ .

15MPa : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui (Condition de non écrasement).

$$\sigma_{\max} = ( N_{\max} / a \times b ) < 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } a \times b > 90,18 \times 10^4 / 15 = 601,2 \text{ cm}^2.$$

$$a \times b > 601,2 \text{ cm}^2.$$

**XII.4-2 Hauteur nette de l'élastomère T :**

La condition à vérifier est :  $T \geq U1 / 0,5$ .

$U1$  = Déformation lente (retrait, fluage, température).

$$U1 = 0,88 + 0,4 + 0,27 = 1,55 \text{ cm} = 15,5 \text{ mm.}$$

$$T \geq 15,5 / 0,5 = 31 \text{ mm.}$$

On prendra :  $T = 50 \text{ mm}$  constitué de :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur = 10 mm.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur = 5mm.

**XII.4-3-Dimension en plan de l'appareil :**

Il faut respecter les conditions suivantes :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Conditions :  $5 \leq a / T \leq 10 \Rightarrow 250 \leq a \leq 500$ .

On peut prendre :  $a = 300\text{mm}$  et  $b = 450\text{mm}$ .

D'ou :  $a \times b = 1350 \text{ cm}^2 > 601,2 \text{ cm}^2$ .  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

#### XII .4-4-Répartition des efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (Freinage, vent, séisme) sont exercées sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

##### ➤ Efforts de freinage :

Les charges de chaussées, des systèmes  $A_L$  et  $B_c$  sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

##### ➤ Charge $A_L$ :

L'effort de freinage correspondant à la charge  $A_L$  est :  $F_A = P_A / (20 + 0,0035 S)$

$P_A$  : le poids donné par la position la plus défavorable de A (l).

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans notre cas on a deux voies chargées.

$$F_A = \frac{26,5 \times 6,28}{20 + 0.0035 \times 5,6 \times 26,5} = 8,11\text{t.}$$

$$F_A = 8,11\text{t.}$$

Nombre d'appuis est de 5 appuis

$$H_{AL} = 8,11 / 10.$$

$$H_{AL} = 0,811\text{t.}$$

##### ➤ Système $B_c$ :

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

$$H_{Bc} = \text{poids d'un camion} / N \text{ appuis} = 30 / 2 \times 5 = 3\text{t.}$$

$$H_{Bc} = 3\text{t.}$$

➤ **Effort dû au séisme :**

L'intensité du séisme est :  $G$  : le poids propre du tablier .  $G = 449,29 \text{ t}$

$$\varepsilon_H = 0,10 \times G \Rightarrow \varepsilon_H = 0,10 \times 449,29 \Rightarrow \varepsilon_H = 44,929 \text{ t.}$$

$$\varepsilon_V = 0,07 \times G \Rightarrow \varepsilon_V = 0,07 \times 449,29 \Rightarrow \varepsilon_V = 31,450 \text{ t.}$$

Donc :

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = 44,929 / 2 \times 5 = 4,5 \text{ t.}$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = 31,450 / 2 \times 5 = 3,145 \text{ t.}$$

➤ **Effort dû aux déformations :**

$$H_e = G \times \Delta_{\max} \times a \times b / T.$$

Le déplacement maximum est  $\Delta_{\max} = 1,46 \text{ cm}$ .

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'élastomère.

$$G = 8 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \text{ effet lent.}$$

On obtient :

$$H_e = 8 \times 1,46 \times 30 \times 45 / 5 \Rightarrow H_e = 3,1536 \text{ t.}$$

➤ **Effet dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de  $250 \text{ Kg/m}^2$ . La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 26,5 \times (1,3 + 0,20) = 40 \text{ m}^2.$$

$$P = 40 \times 0,25 = 10 \text{ t.}$$

$$H_{\text{vent}} = 10 / 2 \times 5 = 1 \text{ t.}$$

$$H_{\text{vent}} = 1 \text{ t.}$$

### XII .4.5-Vérification des contraintes :

#### XII .4.5-1Limitation des contraintes de cisaillement :

a) **Sollicitation sous charge verticale :**

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous  $N_{\max}$ .

$$N_{\max} = 90,18 \text{ t.}$$

$$\sigma_m = N_{\max} / 30 \times 45 \leq 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3G. \text{ avec } G = 0,8 \text{ MPa.}$$

$\tau_N$ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$\beta$  : coefficient de forme.

$$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 30 \times 45 / 2 \times 1 \times (30 + 45) = 9.$$

$$\sigma_m = 90,18 \times 10^3 / 30 \times 45 = 66,8 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg / cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$D'où : \tau_N = 1,5 \times 66,8 / 9 = 11,14 \text{ Kg / cm}^2 \leq 24 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### b) Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

#### ➤ Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G \times U1 / T \leq 0,5 G.$$

$$\tau_{H1} = 8 \times 1,55 / 5 = 2,48 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5 \times 8 = 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$2,48 \text{ Kg / cm}^2 \leq 4 \text{ Kg/cm}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Sous un effort dynamique (freinage) :

$$\tau_{H2} = H_{Bc} / a \times b.$$

$H_{Bc} = 3t$ . ( Effort de freinage développé par la charge  $B_c$  ).

$$\tau_{H2} = 3 \times 10^3 / 30 \times 45 = 2,22 \text{ Kg / cm}^2.$$

#### ➤ Déformation lente + déformation rapide :

Il faut que :  $\tau_H \leq 0,7 G$ .

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}.$$

$$\tau_H = 2,48 + 2,22 \times 0,5 = 3,59 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ Kg / cm}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_a = \frac{G \times a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2 n}$$

n : nombre de feuillets de l'élastomère.

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués  $\alpha_0 = 10^{-2}$  rad.

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = 0,3552^\circ = -0,0062 \text{ rad.}$$

$$\tau_a = 8 \times 30^2 (-0,0062 + 0,01) / 2 \times 1^2 \times 5 = 2,736 \text{ Kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5 \text{ G.}$$

$$\tau = 11,14 + 3,59 + 2,736 = 17,466 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = N_{\min} / a \times b \geq 20 \text{ Kg / cm}^2. \\ H \leq f N_{\min}. \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\min} = 78,51 \times 10^3 / 30 \times 45.$$

$$\sigma_{\min} = 58,15 \text{ Kg/cm}^2 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + (6 / \sigma_{\min}) = 0,1 + 6 / 58,15 = 0,203.$$

$$f \times N_{\min} = 0,203 \times 78,51 = 15,94 \text{ t.}$$

➤ **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

$$H = G \times a \times b \times \Delta_{\max} / T.$$

$$H = 8 \times 30 \times 45 \times 1,46 / 5 = 3,1536 \text{ t} < 15,94 \text{ t.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **H due au séisme :**

$$H_s = 44,929 / 2 \times 5 = 4,5t < 15,94t. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t = \alpha_0 + \alpha_T / T = 0,01 - 0,0062 / 5 = 0,76 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\alpha_t \leq 3 \times t^2 \times \sigma_{\min} / \beta \times a^2 \times G = 3 \times 1^2 \times 58,15 / 9 \times 30^2 \times 8 = 0,27 \times 10^{-2} \text{ rad.}$$

$$D'où : 0,76 \times 10^{-3} \text{ rad} < 0,27 \times 10^{-2} \text{ rad.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non flambement :**

$$T \leq (a / 5) = 30 / 5 = 6 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$T \geq (a / 10) = 30 / 10 = 3 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### XII.4-6-Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_{\min}}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm.} \end{array} \right.$$

$\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 245 \text{ MPa.} \quad \text{pour acier inox (SETRA Bulletin technique).}$$

$$t_s \geq 30 \times 58,15 / 9 \times 2450 = 0,791 \text{ mm.} \quad \text{et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On prendra :  $t_s = 3 \text{ mm.}$

Donc l'appui sera désigné par l'appellation :  $n = t + t_s$  avec  $t = 10 \text{ mm}$  et  $t_s = 3 \text{ mm.}$

$$\text{Donc : } H_T = 13 \times 5 = 65 \text{ mm.}$$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :  $300 \times 450 \times 65.$

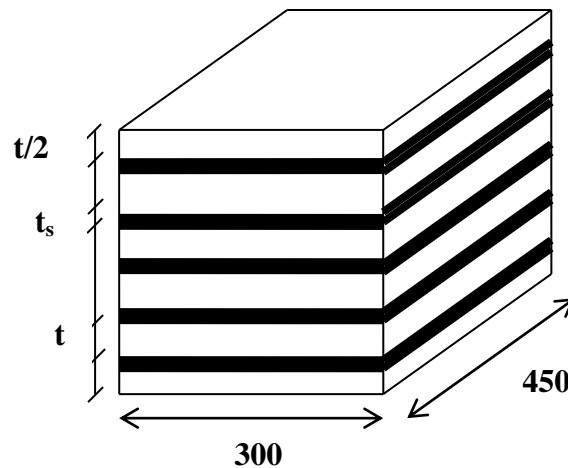


Figure XII.1 : Appareil D'appui.

### XII .5-Ferraillage de dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions donnée au dé d'appuis est :(45× 60 ×20).

A = 45 , B = 60. Et le H est donné par :

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)} = \frac{2 \times 30 \times 45}{2 \times (30 + 45)} = 18\text{cm.}$$

On prend H = 20 cm.

➤ Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25R_{\max}$ .

$$R_{\max} = R_G + 1,2(R_{BC} + R_{ST}) = 90,18 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } A_C = 0,25R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 0,25 \times 90,18 \times 10^4 / 267 = 8,44\text{cm}^2.$$

On prend 5HA16 pour  $A_C = 10,1 \text{ cm}^2$ .

➤ Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 0,125 \times 90,18 \times 10^4 / 267 = 4,22 \text{ cm}^2.$$

On prend 3HA14 pour  $A_p = 4,62 \text{ cm}^2$ .

➤ Armatures de diffusion :

a) Ferrailage de surface « frettes sup » :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{\max}$ .

$$A_{fs} = 0.04 R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 0,04 \times 90,18 \times 10^4 / 267 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On prend 3HA8 pour  $A_{fs} = 1,5072 \text{ cm}^2$ .

b) Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur  $Z$  tel que :  $h/3 < Z < h$ .

$$A_{fi} = 0.1 R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 0,1 \times 90,18 \times 10^4 / 267 = 3,38 \text{ cm}^2.$$

On prend 5 HA10 pour  $A_{fi} = 3,93 \text{ cm}^2$ .

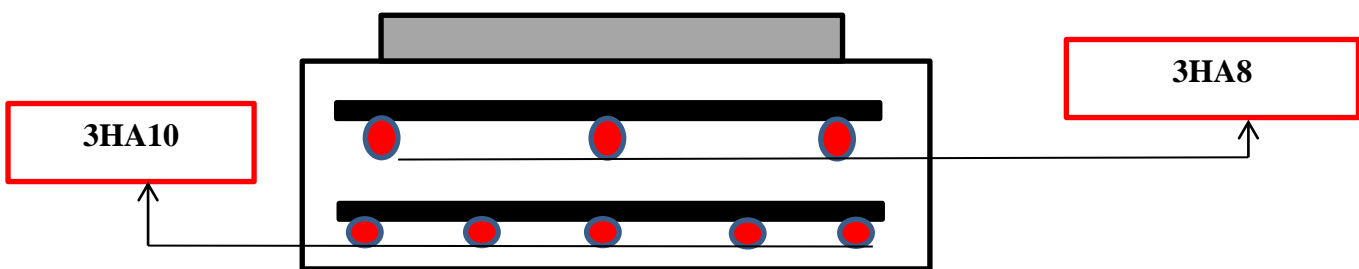


Figure XII.2: Ferrailage du dé d'appui.

### XII .6-Les joints de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température retrait fluage et les charge d'exploitation .afin de limiter les effets parasites dues à ces déformation, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situer à ses extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité .

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

- Les joints lourds : pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds : pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers : pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

### XII .6-1-Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ( $\Delta t + \varepsilon_f$ ) < T.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme ( $\Delta t + \varepsilon_s$ ) < 1,3 T

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

#### a) Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1,55 \text{ cm.}$$

#### b) Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :  $\varepsilon_f = T \times H / G \times S$ .

Avec : G : module de déformation transversale.

G = 16 kg/cm<sup>2</sup> pour des variations instantanées.

T : hauteur de l'appareil d'appuis. T = 6,5 cm

H : effort de freinage le plus défavorable.  $H_{Bc} = 3t$

$$S = a \times b = 30 \times 45 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_f = 6,5 \times 3000 / 16 \times 1350 = 0,90 \text{ cm} = 9 \text{ mm.}$$



### Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil,

Nous avons fait suivre tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplit tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la Variante la plus satisfaisante.

L'ensemble des éléments principaux a été dimensionné notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.

La répartition des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges déterminées par la Méthode des éléments finis nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée.

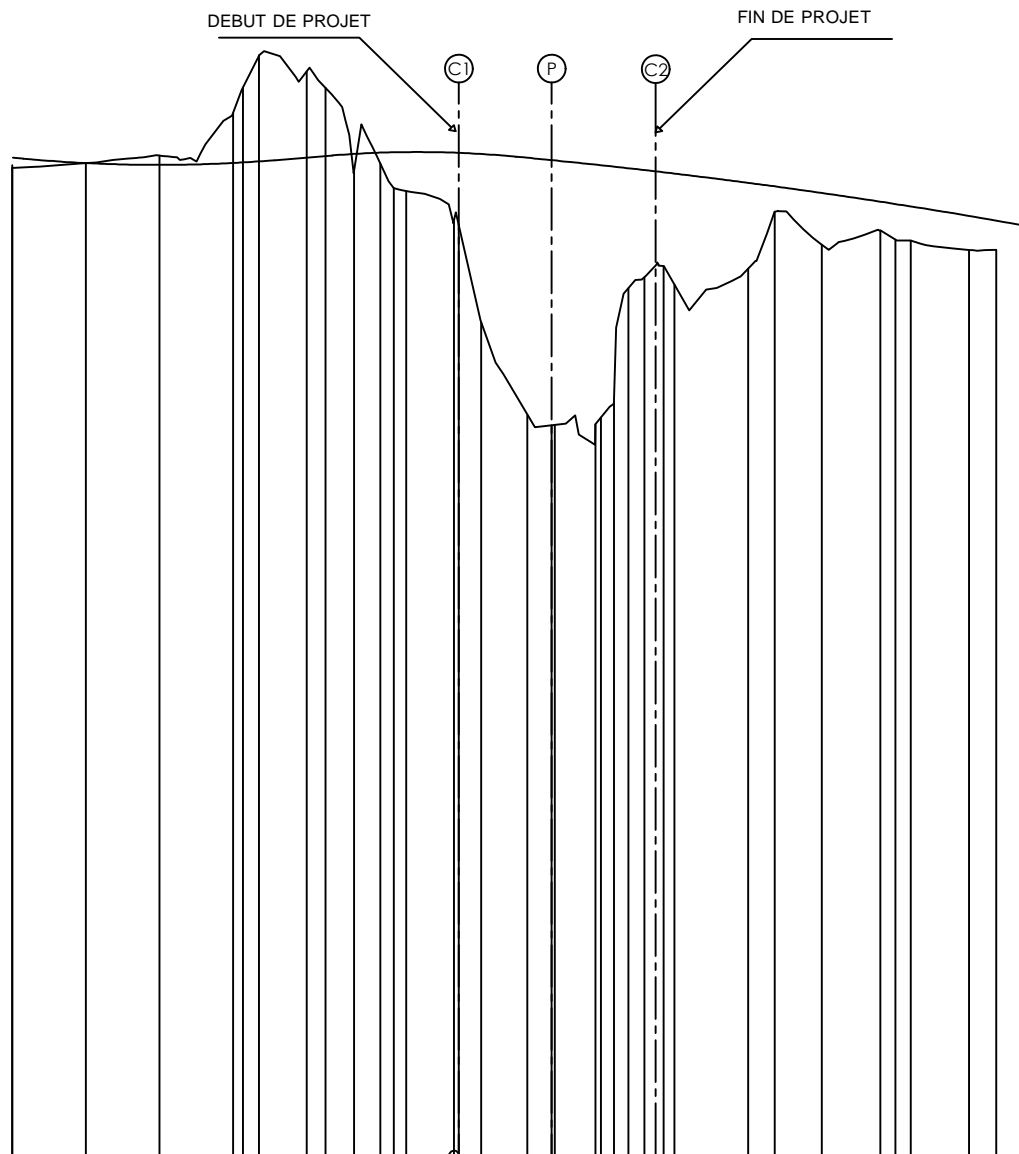
A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte,

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée.

Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

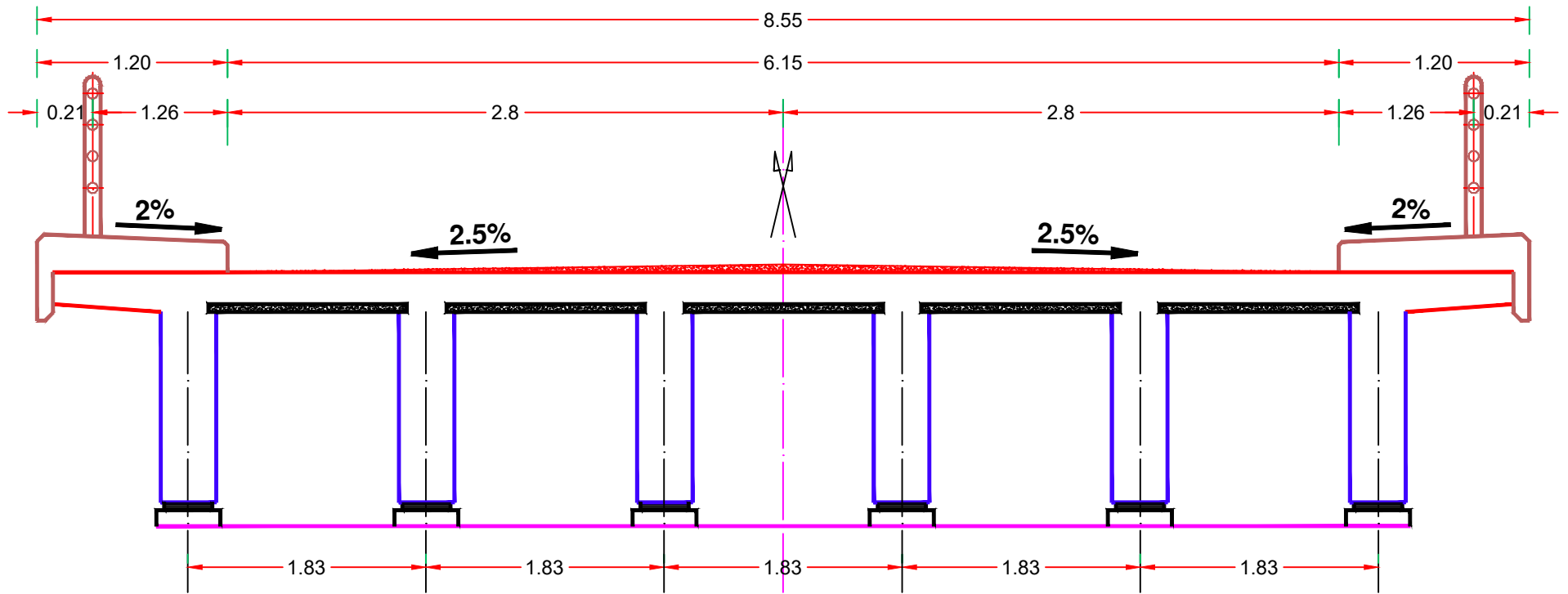
En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul Numérique par ordinateur.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer au milieu professionnel.



Numéro de profils en travers	P.1	P.2	P.3	P.4	P.5	P.6	P.7	P.8	P.9	P.10	P.11	P.12	P.13	P.14	P.15	P.16	P.17	P.18	P.19	P.20	P.21	P.22	P.23	P.24	P.25	P.26	P.27	P.28	P.29	P.30	P.31	P.32	P.33																					
Altitudes TN	520,85	520,98	521,19	520,98	522,34	523,03	523,91	521,13	523,47	521,17	523,02	520,78	521,23	520,97	521,26	520,30	521,27	520,30	520,22	521,26	519,31	519,31	516,65	521,12	514,15	521,09	513,88	513,87	520,86	514,49	520,84	517,58	520,79	517,88	520,73	518,18	520,69	517,67	520,44	518,11	520,35	519,65	520,17	518,76	519,93	519,13	519,87	518,90	519,80	518,67	519,84	518,62	519,42	518,62
Altitudes Projet		520,98	520,93	520,98	522,34	523,03	523,91	521,13	523,47	521,17	523,02	520,78	521,23	520,97	521,26	520,30	521,27	520,30	520,22	521,26	519,31	519,31	516,65	521,12	514,15	521,09	513,88	513,87	520,86	514,49	520,84	517,58	520,79	517,88	520,73	518,18	520,69	517,67	520,44	518,11	520,35	519,65	520,17	518,76	519,93	519,13	519,87	518,90	519,80	518,67	519,84	518,62	519,42	518,62

## Profil en long



**Profil en travers**

### **Bibliographie :**

- J.A Calgaro et A. Bernard Géley. Conception des ponts, Presses de l'école nationale Des ponts et chaussées
- Cours pratique du béton précontraint
- Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER
- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II).
- Catalogue Freyssinet.
- BPELL 91
- Thèses ENTP.  
Cours :
  - Cours d'Ouvrage d'Art (Ecole Nationale D'ingénieurs de Tunis)..
  - Le béton précontraint Univ – bechar Mr. Abdelaziz Yazid
- Logiciel :
  - SAB2000
  - RDM6
  - Autocad 2015
  - Microsoft Word ;

## **résumé**

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage concerné est un pont situé à la wilaya de skikda passant par OUED, sa longueur totale est de l'ordre de 53m.

L'objectif de ce projet est de réaliser un ouvrage d'art qui traverse l'oued en remplacement d'un ouvrage jusqu'ici submersible. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel SAP2000

## **abstract**

The present master thesis aims to study a bridge with prestressed concrete beams. This bridge located in the province of skikda passing by Oued., its total length is about 53 m.

The goal of this project is to realize a structure which crosses the Oued in replacing of a bridge up to now submersible. Indeed, a detailed study has been done on the behavior of the various elements composing this bridge according to the many stresses: permanent actions, actions due to the overloads of traffic and of attachment.

A digital processing of modeling and analysis has been executed by the software SAP2000.

## **المخلص**

هذه المذكرة تقترح دراسة جسر بخرسانة مسبقة لإجهاد . يمر الجسر المعني على واد حيث يقع في ولاية سكيكدة ويبلغ الطول الإجمالي 53 متر .

الهدف من هذا المشروع إنشاء جسر يعبر الوادي. وبهذا الصدد تمت دراسة دقيقة للعناصر التي يكون النفق حسب مختلف المؤثرات مؤثرات دائمة، مؤثرات ناتجة عن شحنات العربات.

تمت المعالجة الرقمية و التحليلية ببرنامج SAP2000v14.2.