



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et les recherches scientifiques  
*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
*Faculté de Génie de la Construction*  
*Département de Génie Civil*



# PROJET DE FIN ETUDE



*En vu d'obtention du Diplôme Master en Génie Civil*  
*Option : Voies et Ouvrages d'Arts*

## *Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension*



**Proposé par :** *Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art (E.N.G.O.A)*

**Etudié par :**

*M<sup>elle</sup> : TOUAT Sarah*  
*M<sup>r</sup>: SEMAR M<sup>ed</sup> Said.*  
*M<sup>r</sup>: DJEDDI Toufik.*

**Encadré par :**

*M<sup>r</sup> : OUGUEMAT Ali*

***Promotion : 2013-2014***





# REMERCIEMENT

*On remercie au premier lieu « DIEU » qui nous a guidés sur le bon chemin tout au long du parcours.*

*On remercie aussi notre promoteur M<sup>r</sup>.OUGUEMAT qui nous a aidé a réalisé ce travail.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.*

*Nos sincères remerciements vont à M<sup>r</sup> HADOUCHE, qui nous a énormément aidés.*

*On remercie aussi les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.*

*Sarah, Moh, Toufik*





# *Dedicates* *Dédicaces*

*Je remercie dieu de m'avoir donnée la santé pour finir mon cursus universitaire.*

*Je dédie ce travail à :*

- ✿ Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, Mon très cher Père.*
- ✿ Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.*
- ✿ Mes frères Amar, Samir et leurs femmes, et à mon petit frère Sofiane.*
- ✿ A ma sœur Tassadit et son mari Tarik,*
- ✿ A mon neveu Ferhat et mes nièces « Maria, Malek, Mamia, et Khadija ».*
- ✿ A toute ma grande famille.*
- ✿ A mon trinôme Moh et Toufik et leur famille.*
- ✿ Tous mes ami(e)s, « Drifa, Salim, Dada, Slim, Karim, Rabah, Amar, Hakim, Kaissa, Idir..... »*
- ✿ Toute la promotion V.O.A 2014*
- ✿ A la mémoire de mon amie Lynda.*

*Sarah*



# Dédicaces

*.Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail que je dédie:*

- ✿ *A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Mère.*
- ✿ *Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, à toi cher Père.*
- ✿ *A ceux que j'aime et je respecte :*
- ✿ *A mon frère ; mes sœurs et leurs époux*
- ✿ *A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours,*
- ✿ *A tous mes cousins et cousines, tantes et oncles,*
- ✿ *A mon trinômes: SARAH ; TOUFIK , et à leurs familles*
- ✿ *A mes chers ami(e)s : MHENNA. KARIM. OUAHMED KACI, MORADE, ALI, AMIRE, AKLI, HACEN, FAIDA, LYNDA, TAOUES,KAISSA, AYOUB,*
- ✿ *A toute la promotion 2014 spécialement mes chers amis :*
- ✿ *RABAH, KARIM, AMAR, HAKIM, MOHAND, SMAIL.*
- ✿ *A tous ceux que j'ai oublié qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation. Merci à tous.*

*SEMAR, M<sup>d</sup> SAID.*



# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Maman.*

*Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à toi cher père.*

- ❖ *A ma très chère sœur.*
- ❖ *A mes deux frères.*
- ❖ *A toute ma famille.*
- ❖ *A tous mes amis, mes collègues sans exception.*
- ❖ *Notamment à mon trinôme, amis : Moumouh et Sarah et à leur famille.*
- ❖ *Ainsi que toute la promotion (V.O.A) 2014*

*Toufik*

# Sommaire

## **Introduction.**

### **Chapitre I : Généralités.**

I. Présentation du projet.....	01
II. Conception générale.....	02
II.1. Recueil des données de l'ouvrage.....	02
II.2. Choix du type d'ouvrage.....	04
III. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	10
III.1. Le béton.....	11
III.2. Les aciers.....	12

### **Chapitre II : Caractéristiques géométriques des poutres.**

I. Vérification des dimensions de la poutre.....	15
II. Calcul des caractéristiques géométriques des poutres.....	15
1. Poutre sans hourdis.....	16
2. Poutre avec hourdis.....	18

### **Chapitre III : Charges et surcharges.**

I. Calcul des charges.....	20
I.1. Charges permanentes.....	20
I.2. Calcul des surcharges.....	24

### **Chapitre IV : répartition longitudinale des efforts.**

I. Calcul des moments fléchissant longitudinaux.....	30
1. Moments engendrés par les charges permanentes $G$ .....	30
2. Moment engendré par la surcharge $A(L)$ .....	30
3. Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs.....	31
4. Moments engendrés par les surcharges «Bc ».....	31
5. Les moments engendrés par les surcharges «Bt».....	37
6. Moment engendré par les surcharges $M_{c120}$ .....	38
7. Moment engendré par les surcharges $D_{240}$ .....	40
II. Calcul des efforts tranchants.....	40
1. efforts tranchants engendrés par les charges permanentes.....	40
2. Les efforts tranchants engendrés par les surcharges $A(l)$ .....	41
3. Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs.....	42
4. Sous la charge «Bc».....	43
5. Sous la charge «Bt».....	44
6. effort tranchant engendré par la surcharge $M_{c120}$ .....	44
7. effort tranchant engendré par la surcharge $D_{240}$ .....	45

## **Chapitre V : répartition transversale des efforts.**

I. Répartition transversale des efforts.....	48
1. Présentation du logiciel.....	48
2. Définition des charges.....	48
3. La modélisation.....	49
II. Etude du platelage.....	60
1. Etude de la flexion longitudinale.....	60
2. Etude de la flexion transversale.....	60
3. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	61

## **Chapitre VI : Etude des entretoises d'about.**

I. Schéma statique de l'entretoise d'about.....	62
II. Calcul des sollicitations.....	62
III. Ferrailage de l'entretoise d'about.....	64
1. Ferrailage longitudinale.....	64
2. Ferrailage transversale.....	66
3. Vérification de l'appui.....	67
4. Vérification de la liaison table-nervure.....	68

## **Chapitre VII : Etude de la précontrainte et des pertes de tension.**

I. Calcul de la précontrainte.....	69
II. Détermination du nombre de câbles.....	71
III. Vérification des contraintes.....	71
1. Vérification en fibre supérieure.....	72
2. Vérification en fibre inférieure.....	72
IV. Détermination du nombre de câble à l'about.....	72
V. Tracé des câbles.....	73
1. Disposition constructive des câbles.....	73
2. Application au projet.....	75
VI. Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	79
VII. Fuseaux limites.....	82
VIII. Les pertes de tension.....	83
1. Les pertes instantanées.....	84
2. Les pertes différées.....	92

## **Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres.**

I. Justification des contraintes normales.....	98
I.1. Justification à L'ELS.....	98
1. Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	98
2. Armatures de précontraintes (active).....	99
3. Ferrailage passif longitudinal.....	102
I.2. Justification à l'E.L.U.....	104
1. Hypothèses de calculs.....	104
2. Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes.....	104

I.3. Principe de la méthode de justification.....	106
1. Equations liées à l'hypothèse des sections planes.....	107
2. Equations donnant le comportement de l'acier.....	107
II. Justification des contraintes tangentielles.....	110
II.1. justification des contraintes à l'E.L.S.....	110
1. Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.....	111
2. Application au projet.....	112
II.2. Justification à l'ELU (B.P.E.L 91 Art 7.3).....	114
1. Armatures transversales minimum : (B.P.E.L 91 Art 7.3, 22).....	114
2. Justification des armatures transversales.....	114
3. Justification des bielles de compression du béton (BPEL 91, Art 7.6, 53).....	115
4. Justification des armatures longitudinales (B.P.E.L 91, Art7.6, 55).....	116
III. Etude de la zone d'about.....	116
III.1. Calcul justificatif réglementaire en section particulières.....	116
1. Etude de la zone d'about.....	116

### **Chapitre IX : Calcul des déformations.**

I. Calcul des flèches.....	128
1. Flèche due au poids propre.....	128
2. Flèche due aux surcharges.....	128
3. Contre flèche.....	128
4. Flèche totale.....	130
II. Calcul des rotations.....	130
1. Sous le poids propre.....	130
2. Sous les surcharges.....	130
3. Sous la précontrainte.....	131
4. Rotation résultante.....	131
III. Calcul des déplacements d'appui.....	131
1. Déplacement due à la rotation.....	131
2. Déplacement due au retrait.....	131
3. Déplacement due au fluage.....	131
4. Déplacement due à la variation de la température.....	131
5. Déplacement total.....	132

### **Chapitre X : Les équipements de pont.**

I.Appareils d'appuis.....	133
1. Dimensionnement des appareils d'appuis.....	134
2. Vérification de l'appareil d'appui.....	136
3. Dimensionnement des frettes.....	137
II. Les dés d'appui.....	138
1. Dimensions de dés d'appuis.....	138
2. Ferrailage des dés d'appuis.....	138
III. Joints de chaussée.....	139
III.1. Choix du type de joint.....	139

III.2. Calcul du souffle dé joint.....	139
1. Dilatation thermique.....	140
2. Retrait.....	140
3. Fluage.....	140
4. Souffle sismique.....	140

### **Chapitre XI : Etude de la pile.**

I. Prédimensionnement de la pile.....	143
II. Evaluation des charges et surcharges.....	144
III. Calcul des sollicitations.....	145
IV. Ferrailage du chevêtre.....	147
1. Ferrailage longitudinal.....	147
2. Ferrailage transversal.....	148
3. Etude du chevêtre à la torsion .....	148
V. Etude du fût .....	151
1. Evaluation des efforts.....	151
2. Stabilité du fût au flambement.....	152
3. Calcul d'une section circulaire en flexion composée.....	152
4. Calcul des armatures transversales.....	154
VI. Etude de la semelle.....	154
1. Vérification des dimensions.....	154
2. Evaluation des efforts agissant sur la semelle.....	154
3. Calcul des efforts repris par chaque pieu.....	156
4. Vérification de la stabilité (Non soulèvement) .....	156
5. Calcul du ferrailage.....	156
VII. Etude et ferrailage des pieux .....	160
1. Actions sur les pieux.....	160
2. Effort horizontal maximum en tête du pieu.....	161
3. Calcul des moments par la formule de WARNER .....	161
4. Ferrailage des pieux.....	162

### **Chapitre XII : Etude de la culée.**

I. Choix de la morphologie.....	164
II. Pré-dimensionnement de la culée .....	164
1. Mur de front.....	164
2. Mur garde grève.....	164
3. Dalle de transition.....	164
4. La semelle.....	165
5. Le corbeau.....	165
6. Les murs latéraux (murs cachent).....	165
III. Évaluation des efforts sollicitant la culée .....	166
1. Calcul du coefficient de poussée .....	166
2. Poussée des surcharges de remblai.....	167

IV. Ferrailage des éléments de culée.....	170
V.1. Mur de garde grève.....	170
1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève .....	170
2. Ferrailage.....	172
V.2. La dalle de transition.....	173
1. Evaluation des efforts.....	173
2. Ferrailage.....	173
V.3. Corbeau d'appui.....	174
1. Evaluation des efforts.....	174
2. Ferrailage.....	175
V.4. Mur en retour.....	175
1. Evaluation des efforts.....	176
2. Ferrailage.....	177
V.5. Mur frontal.....	178
1. Forces verticales.....	178
2. Forces horizontales .....	179
3. Evaluation des charges et surcharges.....	179
4. Récapitulatif des efforts.....	179
5. Ferrailage.....	180
V.6. La semelle.....	181
1. Evaluation des efforts à la base de la semelle.....	181
2. Calcul des réactions $M_{max}$ et $M_{min}$ .....	183
3. Vérification de non soulèvement .....	183
4. Ferrailage de la semelle.....	184
V.7. Etude et ferrailage des pieux .....	187
1. Actions sur les pieux.....	187
2. Effort horizontal maximum en tête du pieu .....	188
3. Calcul des moments par la formule de WARNER .....	188
4. Ferrailage des pieux.....	189

Conclusion.

Bibliographie.

# Liste des figures

<b>Figure I.1:</b> vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.....	01
<b>Figure I.2 :</b> Coupe transversale d'une poutre caisson.....	08
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme « contrainte-déformation » du béton.....	12
<b>Figure I.4 :</b> Diagramme « contrainte-déformation » de l'acier à l'ELU.....	13
<b>Figure I.5 :</b> Diagramme « contrainte-déformation » d'une armature de précontrainte à l'ELU.....	14
<b>Figure II.1 :</b> poutre en béton précontraint.....	16
<b>Figure II.2 :</b> Section d'about.....	16
<b>Figure II.3 :</b> Section intermédiaire.....	17
<b>Figure II.4 :</b> Section médiane.....	18
<b>Figure III.1 :</b> Dalle.....	20
<b>Figure III.2 :</b> Coupe longitudinale de la poutre.....	20
<b>Figure III.3 :</b> Revêtement de la chaussée.....	21
<b>Figure III.4 :</b> Trottoir.....	21
<b>Figure III.5 :</b> Corniche.....	22
<b>Figure III.6 :</b> Coffrage perdu.....	22
<b>Figure III.7 :</b> Glissière de sécurité et garde corps.....	23
<b>Figure III.8 :</b> Entretoise d'about.....	24
<b>Figure III.9:</b> Disposition longitudinale.....	26
<b>Figure III.10 :</b> Disposition transversale.....	27
<b>Figure III.11 :</b> Disposition longitudinale.....	27
<b>Figure III.12 :</b> Disposition transversale.....	27
<b>Figure III.13 :</b> Disposition longitudinale.....	28
<b>Figure III.14 :</b> Disposition transversale.....	28
<b>Figure III.15 :</b> Disposition du chargement militaire.....	29
<b>Figure III.16:</b> Disposition du chargement exceptionnel.....	29
<b>Figure IV.1 :</b> Répartition longitudinale de la charge permanente $G$ .....	30
<b>Figure IV.2 :</b> Système Bc ; disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal).....	32
<b>Figure IV.3 :</b> Recherche du moment maximal.....	32
<b>Figure IV.4 :</b> Ligne d'influence du moment sous $P_3$ .....	33
<b>Figure IV.5 :</b> Ligne d'influence du moment sous $P_4$ .....	34
<b>Figure IV.6 :</b> Chargement type sous un tandem (système Bt).....	37
<b>Figure IV.7 :</b> Position de $M_{C120}$ .....	39
<b>Figure IV.8 :</b> Position de $D_{240}$ .....	40
<b>Figure IV.9 :</b> Schéma statique d'une poutre.....	40
<b>Figure IV.10:</b> lignes d'influence de l'effort tranchant à $0,1L$ .....	41

<b>Figure V.1</b> : Définition des lignes de construction.....	50
<b>Figure V.2</b> : Définition de la section équivalente.....	50
<b>Figure V.3</b> : Modélisation de la dalle.....	51
<b>Figure V.4</b> : Modélisation du tablier.....	51
<b>Figure V.5</b> : Définition des appuis.....	52
<b>Figure V.6</b> : Définition et application des charges permanentes.....	52
<b>Figure V.7</b> : chargement sous le poids du revêtement.....	53
<b>Figure V.8</b> : chargement sous le poids du garde corps.....	53
<b>Figure V.9</b> : chargement sous le poids des glissières de sécurité.....	53
<b>Figure V.10</b> : chargement sous le poids des trottoirs.....	54
<b>Figure V.11</b> : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.....	54
<b>Figure V.12</b> : Définition des charges roulantes.....	54
<b>Figure V.13</b> : chargement sous le système A(l).....	55
<b>Figure V.14</b> : chargement sous le système Bc.....	55
<b>Figure V.15</b> : chargement sous le système Mc120.....	55
<b>Figure V.16</b> : chargement sous le système D240.....	56
<b>Figure V.17</b> : Définition des combinaisons d'action.....	57
<b>Figure V.18</b> : Lancement du calcul.....	57
<b>Figure V.19</b> : Extraction des résultats.....	58
<b>Figure V.20</b> : Diagramme du $M'$ à l'ELU.....	58
<b>Figure V.21</b> : Diagramme du $M'$ à l'ELS.....	59
<b>Figure V.22</b> : Diagramme de $T$ à l'ELU.....	59
<b>Figure V.23</b> : Diagramme de $T$ à l'ELS.....	59
<b>Figure V.24</b> : Ferrailage de la dalle. ....	61
<b>Figure VI.1</b> : Schéma statique de l'entretoise d'about.....	62
<b>Figure VI.2</b> : Section de l'entretoise d'about.....	63
<b>Figure VI.3</b> : Diagrammes des efforts.....	64
<b>Figure VI.4</b> : Ferrailage de l'entretoise d'about.....	68
<b>Figure VII.1</b> : Disposition des câbles.....	73
<b>Figure VII.2</b> : Tracé d'un câble.....	74
<b>Figure VII.3</b> : Tracé du câble émergeant.....	74
<b>Figure VII.4</b> : Disposition des câbles de la section d'abouts.....	75
<b>Figure VII.5</b> : Disposition des câbles de la section médiane.....	76
<b>Figure VII.6</b> : Tracé des câbles.....	77
<b>Figure VII.7</b> : Composantes de la force de précontraintes.....	79
<b>Figure VII.8</b> : Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 1 <sup>er</sup> câble.....	86
<b>Figure VII.9</b> : Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 2 <sup>ème</sup> câble.....	87
<b>Figure VIII.1</b> : Détail du talon (section médiane).....	99
<b>Figure VIII.2</b> : Diagramme des contraintes de la phase VI.....	103
<b>Figure VIII.3</b> : Règle des trois pivots.....	104
<b>Figure VIII.4</b> : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	105
<b>Figure VIII.5</b> : Modèle de comportement du béton à l'ELU.....	105

<b>Figure VIII.6</b> : Diagramme contraintes-déformation des torons.....	106
<b>Figure VIII.7</b> : Diagramme contraintes-déformation des torons.....	106
<b>Figure VIII.8</b> : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.....	106
<b>Figure VIII.9</b> : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	107
<b>Figure VIII.10</b> : Zone de concentration des contraintes.....	117
<b>Figure VIII.11</b> : Zone d'about.....	117
<b>Figure VIII.12</b> : Ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> zone de régularisation.....	120
<b>Figure VIII.13</b> : Concentration des contraintes.....	120
<b>Figure VIII.14</b> : Section équivalente.....	121
<b>Figure VIII.15</b> : Ferrailage de la zone d'about.....	123
<b>Figure VIII.16</b> : Rupture de la bielle et du coin inférieur.....	123
<b>Figure VIII.17</b> : La résultante des forces.....	124
<b>Figure VIII.18</b> : Représentation de la bielle.....	124
<b>Figure VIII.19</b> : Coin inférieur.....	126
<b>Figure VIII.20</b> : Plan de rupture.....	127
<b>Figure IX.1</b> : Diagramme des moments dans une poutre.....	129
<b>Figure IX.2</b> : Diagramme des moments sous la précontrainte.....	129
<b>Figure X.1</b> : position de l'appareil d'appui.....	133
<b>Figure X.2</b> : appareil d'appui en élastomère fretté.....	133
<b>Figure X.3</b> : Dimensions de l'appareil d'appui.....	134
<b>Figure X.4</b> : Contrainte de cisaillement engendré par les différentes sollicitations.....	134
<b>Figure X.5</b> : Détails de l'appareil d'appui.....	137
<b>Figure X.6</b> : Dimensions en plan du dé d'appui.....	138
<b>Figure X.7</b> : Ferrailage du dé d'appui.....	139
<b>Figure X.8</b> : joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).....	142
<b>Figure XI.1</b> : Coupe transversale.....	144
<b>Figure XI.2</b> : Coupe longitudinale.....	144
<b>Figure XI.3</b> : Schéma statique du chevêtre.....	146
<b>Figure XI.4</b> : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.....	147
<b>Figure XI.5</b> : Ferrailage du chevêtre.....	151
<b>Figure XI.6</b> : Abaque de Walther.....	153
<b>Figure XI.7</b> : Ferrailage du fût.....	154
<b>Figure XI.8</b> : Schéma statique de la semelle.....	157
<b>Figure XI.9</b> : Diagramme des moments et efforts tranchant à l'ELU et à l'ELS.....	158
<b>Figure XI.10</b> : Ferrailage de la semelle.....	160
<b>Figure XI.11</b> : Ferrailage du pieu.....	163
<b>Figure XII.1</b> : dalle de transition.....	165
<b>Figure XII.2</b> : Le corbeau.....	165
<b>Figure XII.3</b> : Les dimensions de la culée.....	166
<b>Figure XII.4</b> : Poussée de la charge locale située à l'arrière du mur.....	171

<i>Figure XII.5 : Ferrailage du mur garde grève</i> .....	172
<i>Figure XII.6 : Ferrailage de la dalle de transition</i> .....	174
<i>Figure XII.7 : Ferrailage du corbeau</i> .....	175
<i>Figure XII.8 : Ferrailage du mur en retour</i> .....	178
<i>Figure XII.9 : Ferrailage du mur frontal</i> .....	181
<i>Figure XII.10: Schématisation de semelle sous pieux</i> .....	183
<i>Figure XII.11: Diagramme de M et T à l'ELU et l'ELS</i> .....	186
<i>Figure XII.12: Ferrailage de la semelle</i> .....	187
<i>Figure XII.13 : Abaque de Walther</i> .....	189
<i>Figure XII.14 : Ferrailage du pieu</i> .....	191

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1:</b> Analyse multi critères.....	10
<b>Tableau II.1 :</b> Caractéristiques géométrique de la section d'about (poutre seule).....	16
<b>Tableau II.2:</b> Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire (poutre seule).....	17
<b>Tableau II.3:</b> Caractéristiques géométrique de la section médiane (poutre seule).....	17
<b>Tableau II.4:</b> Caractéristiques géométrique de la section d'about (poutre+ hourdis).....	18
<b>Tableau II.5:</b> Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire (poutre+ hourdis)..	18
<b>Tableau II.6:</b> Caractéristiques géométrique de la section médiane (poutre+ hourdis).....	19
<b>Tableau III.1 :</b> Valeur du coefficient $a_1$ .....	25
<b>Tableau III.2 :</b> Valeur de la surcharge $A(l)$ .....	26
<b>Tableau IV.1 :</b> Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente.....	30
<b>Tableau IV.2 :</b> Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge $A(l)$ .....	31
<b>Tableau IV.3 :</b> Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge sur trottoir.....	31
<b>Tableau IV.4 :</b> Détermination de la section dangereuse.....	32
<b>Tableau IV.5 :</b> Lignes d'influence du moment sous $P_3$ .....	33
<b>Tableau IV.6 :</b> Lignes d'influence du moment sous $P_4$ .....	34
<b>Tableau IV.7 :</b> recherche de la section dangereuse.....	35
<b>Tableau IV.8 :</b> Lignes d'influences du moment sous $P_1$ .....	35
<b>Tableau IV.9 :</b> Lignes d'influences du moment sous $P_2$ .....	36
<b>Tableau IV.10 :</b> Moments de la surcharge dans les différentes sections.....	37
<b>Tableau IV.11 :</b> Moments max sous $P_1$ .....	38
<b>Tableau IV.12 :</b> Moments max sous $P_2$ .....	38
<b>Tableau IV.13 :</b> Moments des surcharges $B_t$ dans les différentes sections.....	38
<b>Tableau IV.14 :</b> Moments des surcharges $M_{c_{120}}$ dans les différentes sections.....	39
<b>Tableau IV.15 :</b> Moments des surcharges $D_{240}$ dans les différentes sections.....	40
<b>Tableau IV.16:</b> efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente $G$ .....	41
<b>Tableau IV.17 :</b> Efforts tranchants dans les différentes sections sous la surcharge $A(l)$ .....	42
<b>Tableau IV.18 :</b> Efforts tranchants dans les différentes sections engendrées par la surcharge sur les trottoirs.....	42
<b>Tableau IV.19 :</b> Lignes d'influences.....	43
<b>Tableau IV.20 :</b> Effort tranchant sous la surcharge $B_c$ .....	43
<b>Tableau IV. 21 :</b> Effort tranchant sous la surcharge $B_t$ .....	44
<b>Tableau IV.22 :</b> Effort tranchant sous la surcharge $M_{c_{120}}$ .....	45
<b>Tableau IV.23 :</b> Effort tranchant sous la surcharge $D_{240}$ .....	45
<b>Tableau IV.24 :</b> Tableau résumant les efforts internes le long de la travée.....	46

<b>Tableau IV.25</b> : Tableau résumant les efforts internes le long d'une poutre.....	47
<b>Tableau V.1</b> : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.....	56
<b>Tableau V.2</b> : Efforts internes maximum dans les poutres.....	60
<b>Tableau VI.1</b> : calcul des sections d'aciers.....	66
<b>Tableau VII.1</b> : Caractéristiques géométriques de la section nette.....	70
<b>Tableau VII.2</b> : Paramètres de calcul de la 1ère et 2ème famille de câbles.....	76
<b>Tableau VII.3</b> : Récapitulatif des longueurs des câbles.....	78
<b>Tableau VII.4</b> : câble moyen fictif.....	79
<b>Tableau VII.5</b> : Caractéristiques géométriques de la section d'about « poutre seule ».....	80
<b>Tableau VII.6</b> : Caractéristiques géométriques de la section d'about « poutre +hourdis ».....	81
<b>Tableau VII.7</b> : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	81
<b>Tableau VII.8</b> : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre+hourdis).....	82
<b>Tableau VII.9</b> : Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	83
<b>Tableau VII.10</b> : Pertes par frottement.....	84
<b>Tableau VII.11</b> : Pertes par recul d'encrage.....	89
<b>Tableau VII.12</b> : Pertes par raccourcissement instantané du béton de (1ère famille).....	90
<b>Tableau VII.13</b> : Pertes par raccourcissement instantané du béton de (2ème famille).....	91
<b>Tableau VII.14</b> : Pertes instantané totales à différentes sections (MPa).....	91
<b>Tableau VII.15</b> : Tensions initiales probables $\sigma_{pi}$ (MPa).....	92
<b>Tableau VII.16</b> : Valeurs des pertes dues au retrait du béton.....	93
<b>Tableau VII.17</b> : Pertes dans les câbles de la 1ère famille.....	93
<b>Tableau VII.18</b> : Pertes dans les câbles de la 2ème famille.....	94
<b>Tableau VII.19</b> : Pertes par fluage dans les câbles de la 1ère famille.....	95
<b>Tableau VII.20</b> : Pertes par fluage dans les câbles de la 2ème famille.....	95
<b>Tableau VII.21</b> : Pertes différées totales.....	96
<b>Tableau VII.22</b> : Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.....	96
<b>Tableau VII.23</b> : Pourcentage des pertes.....	96
<b>Tableau VIII.1</b> : Valeurs limites des contraintes dans le béton. ....	98
<b>Tableau VIII.2</b> : Valeurs de $f_{cj}$ et $f_{tj}$ .....	99
<b>Tableau VIII.3</b> : Caractéristiques géométriques de section nette.....	99
<b>Tableau VIII.4</b> : Les différentes phases de construction.....	100
<b>Tableau VIII.5</b> : Contraintes dans les différentes phases.....	102
<b>Tableau VIII.6</b> : Caractéristiques géométriques de la section nette à l'appui.....	112
<b>Tableau VIII.7</b> : Vérification des contraintes de cisaillement.....	113
<b>Tableau VIII.8</b> : Forces de précontrainte.....	121
<b>Tableau VIII.9</b> : Valeurs des contraintes de cisaillement( $\tau_x$ et $\tau$ ). ....	122
<b>Tableau IX.1</b> : Valeurs de $\sigma_{pm}$ dans les différentes sections.....	129
<b>Tableau IX.2</b> : Valeurs des moments aux différentes sections.....	129

<b>Tableau XI.1</b> : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.....	145
<b>Tableau XI.2</b> : Evaluation des efforts.....	146
<b>Tableau XI.3</b> : Récapitulatif des efforts par fût.....	151
<b>Tableau XI.4</b> : Combinaison des efforts.....	152
<b>Tableau XI.5</b> : Efforts agissants à la base de la semelle.....	155
<b>Tableau XI.6</b> : Récapitulatif des combinaisons d'action.....	155
<b>Tableau XI.7</b> : Valeurs de $R_{MAX}$ et de $R_{MIN}$ .....	156
<b>Tableau XI.8</b> : Charges agissants sur la semelle.....	157
<b>Tableau XII.1</b> : Récapitulatif des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	167
<b>Tableau XII.2</b> : Calcul des moments et des efforts globaux.....	169
<b>Tableau XII.3</b> : Evaluation des efforts.....	173
<b>Tableau XII.4</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	179
<b>Tableau XII.5</b> : Sollicitations à la base du voile.....	180
<b>Tableau XII.6</b> : Valeurs agissant sur la semelle.....	182
<b>Tableau XII.7</b> : Récapitulatif des valeurs de $H$ , $N$ et $M$ aux états limites.....	183
<b>Tableau XII.8</b> : Récapitulatif des combinaisons des réactions.....	184
<b>Tableau XII.9</b> : Récapitulatif des combinaisons des moments et ferrailages.....	184

# *Introduction*

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes : la période romaine et la période contemporaine. Le pont représentatif dans la période romaine était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant plus de 2 000 ans, la conception des ponts n'a pas connu d'évolution, jusqu'à la période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraints, des ponts suspendus de grandes portées et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

D'une façon générale, Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil

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

L'élaboration d'un projet de pont procède, quel qu'en soit le maître d'ouvrage, par étapes : étapes techniques, qui sont assez semblable pour tous types d'ouvrages, et étapes administratives, qui dépendent de la nature et de la destination d'ouvrages.

En premier lieu notre tâche sera basée sur la recherche d'une meilleure conception de ce pont, en tenant compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du tracé routier, on proposera quelques solutions envisageables pour retenir la variante qui nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillé.

# Chapitre I

## *Généralités*

### I. Présentation du projet :

Notre projet consiste à faire la conception et l'étude d'un pont routier droit à poutres multiples, implanté à KHEMIS EL KHECHNA sur la 2<sup>ème</sup> rocade autoroutière d'Alger (W121) connu sous le code OA 50 au Pk 59+600, qui nous a été proposé par l'E.N.G.O.A (Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art).



*Figure I.1: vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.*

Ce projet est constitué d'un pont à deux travées identiques isostatiques de 33m de longueur et 10,00 m de largeur, une largeur roulable de 7m et de deux trottoirs de 1,5m chacun.

La superstructure est constituée d'un tablier formé de 7 poutres de 32m de longueur et de 1.50m de hauteur, préfabriquées et mises en précontrainte par post-tension et dont l'entre axe est de 1,425m, solidarisiées par des entretoises à l'about, et un hourdis en béton armé de 20cm d'épaisseur coulé sur place, recouvert d'un revêtement bitumineux de 8cm d'épaisseur.

Cette superstructure est posée sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ces derniers reposent sur des dèss d'appui en béton armé.

L'infrastructure est constituée par :

- La pile qui est un appui intermédiaire formé d'un chevêtre, de 3 fûts circulaires de 1.2m de diamètre, et une fondation profonde.
- La culée qui est un appui de rive formé d'un mur garde grève, un corbeau d'appui, un mur en retour, un mur de front, une dalle de transition et une fondation profonde.

## **II. Conception générale :**

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

Cette démarche du concepteur comprend les étapes suivantes :

- ✓ le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- ✓ le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;

### **II.1. Recueil des données de l'ouvrage :**

#### **A. Données naturelles :**

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

##### **➤ La topographie :**

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

##### **➤ Données géologiques :**

Ce sont des données qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

##### **➤ Données sismologiques :**

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

La région d'Alger est située dans une zone de sismicité très élevée, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien (RPOA version 2008).

Pour notre ouvrage, la valeur du coefficient d'accélération de la zone A est égale à 0.30, puisque l'ouvrage se trouve dans :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone : III.} \\ \text{Groupe : 2 (Pont important).} \end{array} \right.$$

**B. Données fonctionnelles :**

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs et le profil en long.

**➤ Le 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 repéré par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel: il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages courbes ou mécaniquement biais.

**➤ Le profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation le tracé en plan.

En règle générale, il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux pour des raisons architecturales et d'écoulement des eaux pluviales.

Notre ouvrage est constitué de deux travées identiques de 33m, avec une pente de 2.5% dans le sens longitudinal, la hauteur des culées est de 6.60m.

**➤ Le 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.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- Largeur roulable :  $L_r = 7m$
- Largeur utile :  $L_u = 10m$
- Largeur des trottoirs :  $L_t = 1.5m$
- Nombre de voies :  $N = 2voies$
- Une pente transversale de 2.5%.

**➤ Données relatives à l'obstacle franchi :**

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

**C. Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers:**

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier ; elle caractérise sa hauteur statique maximale, chargement compris, dont le passage doit être accepté dans des conditions normales de circulation sous un ouvrage. Cette notion ne doit pas être confondue avec celle de la hauteur libre associée à l'ouvrage, qui représente la distance minimale entre

tout point de la partie roulable de la plate-forme et de la sous face de l'ouvrage ou le cas échéant de la partie inférieure des équipements que supporte cette sous face.

La hauteur libre minimale sous ouvrage d'art est:

- 4,30 m sur l'ensemble du réseau routier national, wilaya et communal.
- 4,50 m pour les grandes routes de trafic international.
- 4,75 m sur les autoroutes.
- 5,00 m dans le cas des ouvrages routiers sur voies ferrées.

#### ***D. Les ouvertures :***

La notion d'ouverture ne concerne en fait que les franchissements de voies routières. Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite comptée entre les nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent.

### ***II.2. Choix du type d'ouvrage :***

L'objectif est de déterminer du point de vue technique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Pour cela il faut 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, qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

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.
- La brèche de l'ouvrage.
- 

#### ***1. Comment procéder au choix :***

Les différentes conditions imposées conduisent, suivant les cas, à diverses conclusions :

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

✓ Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par 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 vousoirs préfabriqués, béton précontraint et un pont métallique.

Quatre variantes sont envisagées :

*Variante N01* : pont mixte.

*Variante N02* : pont construit en voussoirs préfabriqués.

*Variante N03* : pont à poutres en béton armé.

*Variante N04* : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

**a. Variantes N°1 : pont mixte : (pont mixte à poutre de 2 travées de 33m) :**

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

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métallique, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutre sous chaussées), et la dalle peut être en béton armé avec hourdis ou béton précontraint, et elle est connectée à la semelle supérieur par des éléments de liaison appelés connecteurs. 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 90m environ pour les travées indépendantes.

➤ **Pré dimensionnement de la poutre :**

Le nombre de poutre est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier ( $L_u$ ) et l'entre axe ( $\lambda$ ) :

$$N = \frac{L_u}{\lambda}$$

Avec :

$L_u$  : est la largeur du tablier égale à,  $L_u = 10m$ .

$\lambda$  : l'espacement égale à,  $\lambda = 1,425m$ .

$$N = \frac{10}{1,425} = 7 \rightarrow \text{on prend } N = 7 \text{ poutres.}$$

➤ **Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maitresse doit respecter les quarts conditions suivantes :

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

En considérant 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 14mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons :

- une épaisseur de 12mm à mi travée ;
- une épaisseur de 15mm sur appuis.

➤ **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 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de 200mm ;
- Une épaisseur de 20mm.

• **Semelle supérieure sur appui :**

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

- Une largeur de 400mm ;
- Une épaisseur de 25mm.

• **Semelle inférieure en travée :**

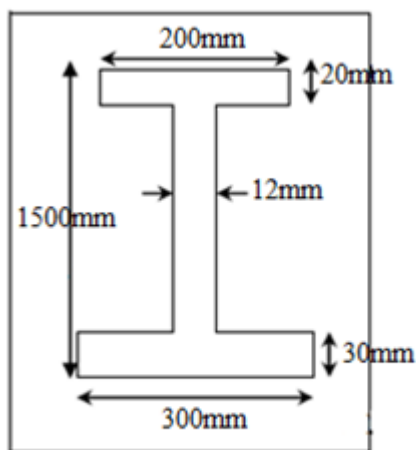
La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- une largeur de 300mm ;
- une épaisseur de 30mm.

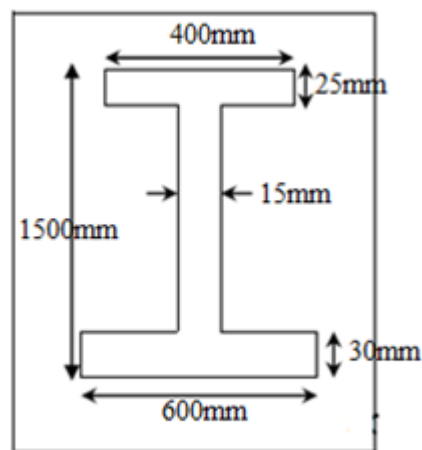
• **Semelle inférieure sur appui :**

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

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



coupe transversale "poutre de rive"



coupe transversale "poutre sur appui"

➤ **Les avantages et inconvénients de la poutre :**

• **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.
- **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 de mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
  - Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
  - Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
  - L'exigence de la surveillance avec des visites périodique.
  - Sensibilité au gradient thermique.

**b. Variante N°2 : pont construits en voussoirs préfabriqués :**

Ce type d'ouvrage est réalisé dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué de plusieurs caissons qui forment un profil ferme comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et d'âmes reliées entre elles à leurs parties basses par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur débord d'âme de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis sont renforcés par des goussets.

Dans les ponts à poutres caisson, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis. En plus de leur rôle de dalle de couverture, le hourdis supérieur comme le hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrure comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

➤ **Pré dimensionnement du voussoir :**

- **Elancements usuels pour les tabliers de hauteur constante :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \quad \text{On fixe } h = 1,5m \text{ (avec } L = 33m)$$

- **Hourdis supérieur :**

Le choix de :  $a = \frac{B}{2} = 5m$  (avec  $B = 10m$  la largeur utile).

L'épaisseur de l'hourdis supérieur est comprise entre :  $\frac{a}{30} \leq e_s \leq \frac{a}{25}$

On fixe :  $e_s = 18cm$

La largeur :  $b = \frac{B-a}{2} = 2,5m$

- **Hourdis inférieur :**

L'épaisseur inférieure est généralement entre :  $18 \leq e_i \leq 30$

On fixe  $e_i = 20cm$

- **Epaisseur des âmes :**

Le choix de l'épaisseur des âmes dépend du principe de câblage. Et dépend aussi des différentes portées. Pour les portées inférieures à 50m :  $e_a = 36 cm$

$\theta = 1/20$  à  $1/10$  Par rapport à l'horizontale.

$\alpha = 1/2$  Par rapport à la verticale.

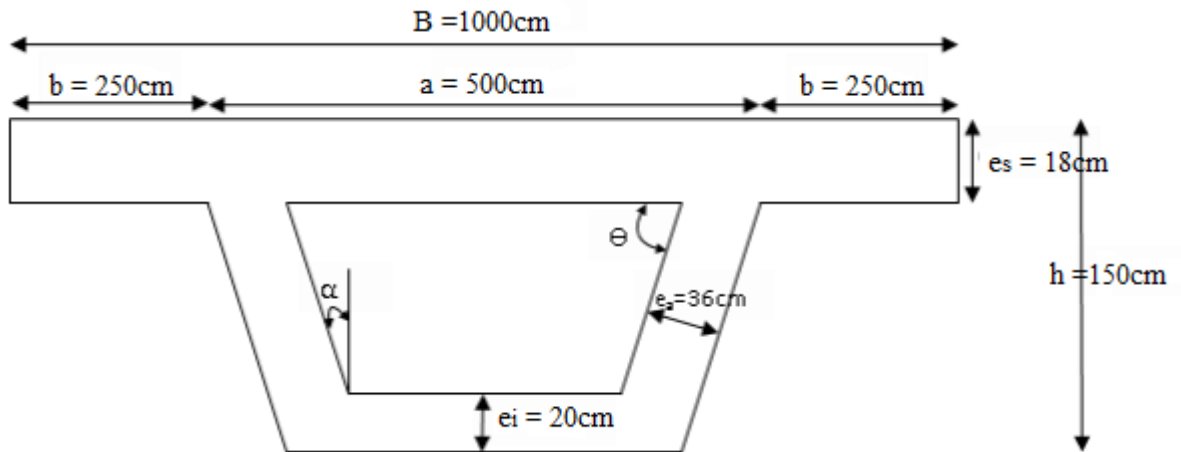


Figure I.2 : Coupe transversale d'une poutre caisson.

**c. Variante N°3 : pont à poutre en béton armé :**

Le béton armé a permis de construire par le passé de nombreux ponts de petites et moyennes portées. Les ponts à poutres ont fait l'objet d'une typification et ont été largement employés au début du lancement des travaux autoroutiers.

Le tablier de ces ouvrages est constitué de poutres en béton armé, solidarises par un hourdis supérieur et par des entretoises sur appuis et, éventuellement, en travée.

L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes. A l'origine de sa typification, le tablier était généralement continu pour permettre d'amincir le tablier et les piles intermédiaires. Mais ce type de structure est très rigide, et sensible aux tassements différentiels.

Le domaine d'emploi des ponts à poutres en béton armé se situe dans une gamme de portées allant de 10 à 20m.

➤ **Pré dimensionnement de la poutre :**

On opte pour un pont à quatre travées de 16.5m de longueur.

Elancement de la poutre :  $\frac{L}{17} \leq h \leq \frac{L}{15}$

Donc :  $h = 1m$  et  $b = h/3 = 0,3m$

L'espacement entre poutre est de 1 à 2m : on prend  $\lambda = 1.35m$

Nombre de poutre N :

$N = 7$  poutres, débord de rive =  $\frac{(Lu - \lambda(N-1))}{2} = 0,95m$

On a : pour 7 poutres le débord =  $0,95m = x/2$

La condition est vérifiée alors on opte pour  $N=7$  poutres

➤ **Les avantages et inconvénient de la poutre :**

• **Les avantages :**

Les avantages de ce type d'ouvrage sont liés à la préfabrication, qui permet notamment de :

- Se dispenser de cintre et d'échafaudage.
- La préfabrication permet un gain de place dans le chantier.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions.
- Mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

• **Les Inconvénients :**

- Surcout de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Nombre de pile important.

**d. Variante N°4 : pont à poutres en béton précontraint par post tension :**

Les poutres sont précontrainte par câbles (post-tension) à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m à 50m.

Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

On opte pour un pont à deux travées de 33m de longueur :

➤ **Pré dimensionnement de la poutre :**

Le dimensionnement de la poutre doit vérifier les conditions suivantes :

• **Hauteur de la poutre :**

Lorsque la portée  $L \geq 20m$  ; la hauteur total de la section de la poutre est donnée par la formule de G.DREUX.

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0.5$$

Pour notre projet  $L=33m$  d'où :

$$1.45 \leq 1.5 \leq 2.15 \text{ (Vérfifié).}$$

• **Epaisseur de l'âme :**

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

La formule vérifiant l'épaisseur de l'âme de la poutre est la suivante :

$$e_p \geq \frac{h_p}{40} + 9$$

Pour :  $h_p = 1,5m$  on a :  $e_p \geq 12.75cm$

- ✓ section d'about :  $e_p = 47cm \geq 12.75cm.$
- ✓ section médiane :  $e_p = 21cm \geq 12.75cm$  (Vérifié).
- ✓ section intermédiaire :  $e_p = 35cm \geq 12.75cm.$

➤ **Les avantages :**

- Limitation des fissures (béton comprimé).
- Franchissement des grandes portées.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La maîtrise de la méthode d'exécution.

➤ **Les inconvénients :**

- Poids très important.
- Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- Sensibilité au tassement.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

➤ **Analyse multicritère :**

	Pont mixte	Pont à voussoir préfabriqué	Pont à poutre en BA	Pont à poutre en BP
Economie	Chère	Très chère	Moins chère	Moins chère
Entretien	Très difficile	Facile	Facile	Facile
Esthétique	Mauvaise	Bonne	Moyenne	Bonne
Exécution	Facile	Difficile	Facile	Facile
Délais	Court	Long	Long	Moyen

**Tableau I.1:** Analyse multi critères.

**Conclusion :**

Après avoir étudié les différents points des quatre variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension à deux travées indépendantes.

**III. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Ce paragraphe récapitule les principales caractéristiques des matériaux utilisés, en béton précontraint par post-tension suivant les règles du BPEL91 et en béton armé suivant les règles du BAEL91.

**III.1. Le béton :**

Le béton est un mélange constitué de proportion bien déterminée de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

- **La résistance caractéristique :**

✓ La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge est :

$$\begin{cases} F_{c28} = 40\text{MPa} & \text{(pour la superstructure)} \\ F_{c28} = 27\text{MPa} & \text{(pour l'infrastructure)} \end{cases}$$

La résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours d'âge est donnée par l'expression (I.1) :

$$F_{c_j} = \frac{j}{4,73 + 0,83j} f_{c28} \quad F_{c28} \leq 40\text{MPa} \quad \dots\dots\dots (I.1)$$

✓ La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours d'âge est donnée par l'expression (I.2) :

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad \dots\dots\dots (I.2)$$

$$\begin{cases} F_{t28} = 3\text{MPa} & \text{(pour la superstructure)} \\ F_{t28} = 2,22\text{MPa} & \text{(pour l'infrastructure)} \end{cases}$$

- **Contraintes limites :**

**ELU** : Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b \times \theta} f_{c28} \quad \dots\dots\dots (I.3)$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, il prend les valeurs suivante :

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0,9 & 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & t < 1h \end{cases}$$

**ELS** : Elle est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \dots\dots\dots (I.4)$$

- **Module de déformation longitudinale :**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$  :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures :

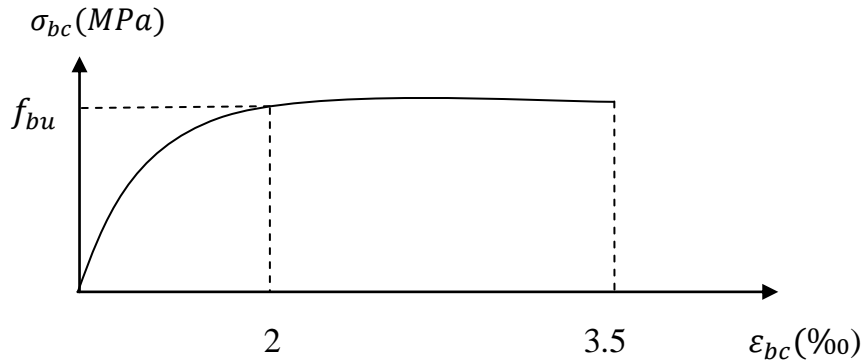
$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (\text{Mpa}) \quad \dots\dots\dots (I.5)$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{Mpa}) \dots\dots\dots(\text{I.6})$$

• **Diagramme « contrainte-déformation » :**

Le diagramme des est représenté dans la figure suivante :



**Figure I.3 :** Diagramme « contrainte-déformation » du béton.

**III.2. Les aciers :**

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures : les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

**A. Aciers passifs :**

On utilise des armatures dont les caractéristiques sont :

- Nuance feE 400
- Module d'élasticité  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa

• **Contrainte limite :**

**ELU** : la contrainte admissible à la compression est donnée par la formule qui suit :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots(\text{I.7})$$

Avec :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

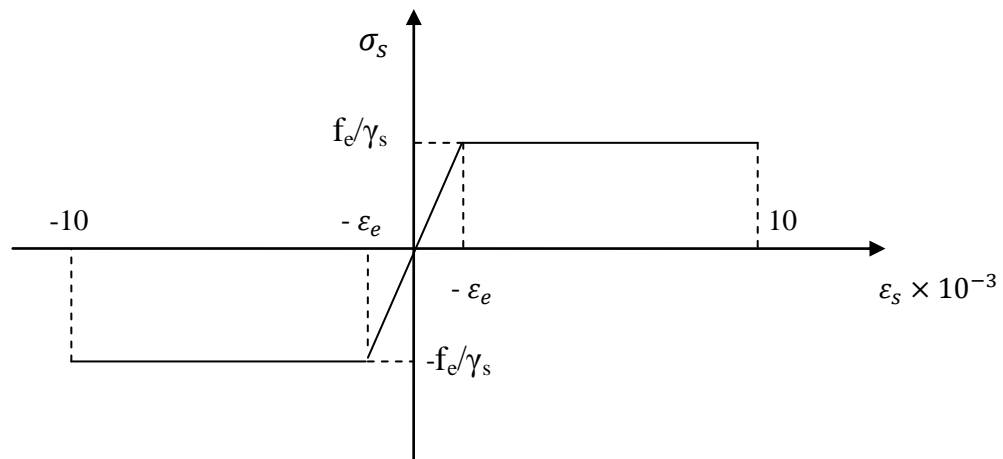
**ELS** : la contrainte admissible de traction est donnée par les expressions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible :} \quad \sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \text{Fissuration préjudiciable :} \quad \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable :} \quad \sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{I.8})$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration qui a pour valeur :

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les aciers de haute adhérence.} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

- **Diagramme « contrainte-déformation » :**



**Figure I.4 :** Diagramme « contrainte-déformation » de l'acier à l'ELU.

**B. Aciers actifs :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

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

$$P_0 = (0.8f_{prg}; 0.9f_{peg})$$

Avec :  $f_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie.

$f_{peg}$  : Contrainte élastique garantie.

Ils sont constitués de câbles de 12T15.

- ✓ contrainte de rupture garantie.....  $F_{prg} = 1800\text{MPa}$ .
- ✓ contrainte élastique garantie.....  $F_{peg} = 1500\text{MPa}$ .
- ✓ relaxation des câbles à 1000 heures.....  $\rho_{1000} = 2.5\%$ .
- ✓ coefficient de frottement en ligne droite .....  $\varphi = 1.4 \cdot 10^{-3}\text{m}^{-1}$ .
- ✓ coefficient de frottement en courbe .....  $f = 0,16\text{rd}^{-1}$ .
- ✓ recule d'ancrage.....  $g = 1,5 \cdot 10^{-3}\text{m}$ .
- ✓ section des câbles .....  $A_p = 12\text{T}15 = 1800 \text{ mm}^2$ .
- ✓ diamètre de la gaine.....  $\phi = 7,5 \text{ cm}$ .

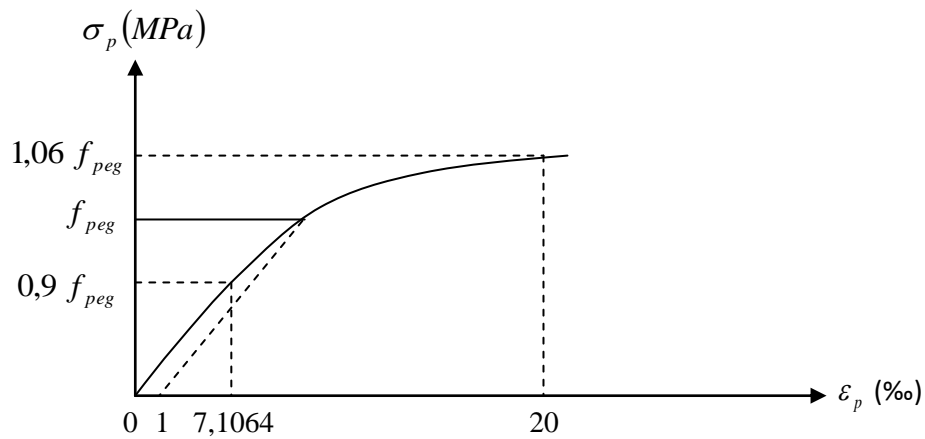
- **Module de déformation longitudinale :**

Pour le module de déformation longitudinal, en l'absence de résultats expérimentaux sur les armatures concernées, il est pris égal à :

$E_p = 200\ 000$  MPa pour les fils et les barres ;

$E_p = 190\ 000$  MPa pour les torons.

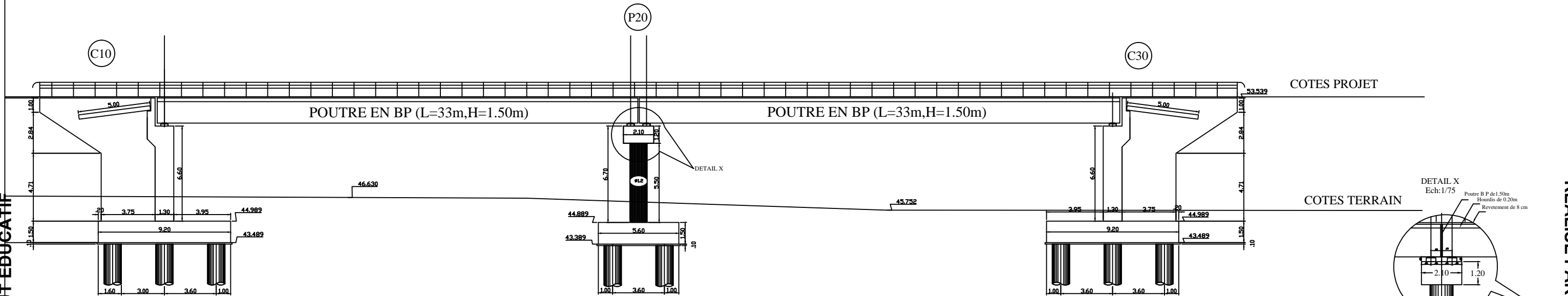
- **Diagramme « contrainte-déformation » :**



**Figure I.5 :** Diagramme « contrainte-déformation » d'une armature de précontrainte à l'ELU.

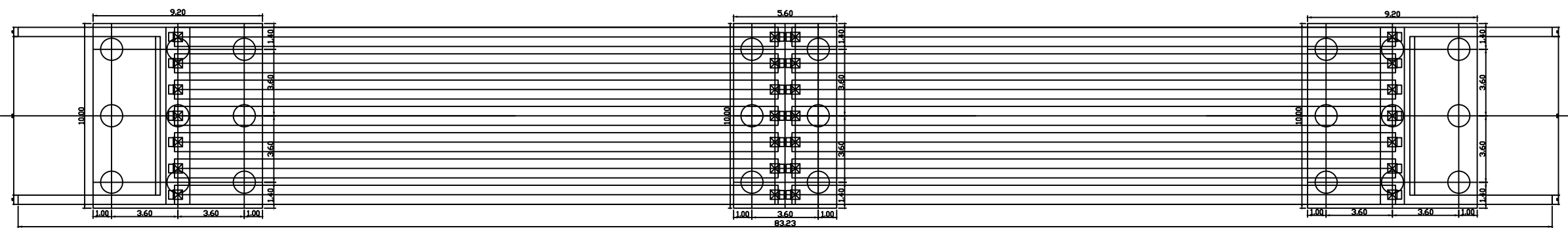
**COUPE LONGITUDINALE**

Ech 1/100

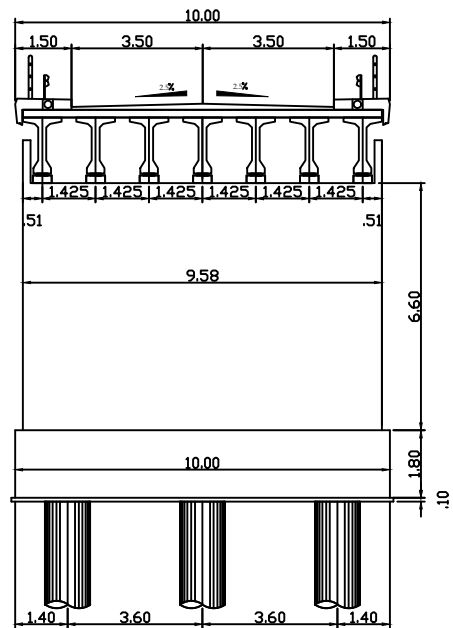


**VUE EN PLAN**

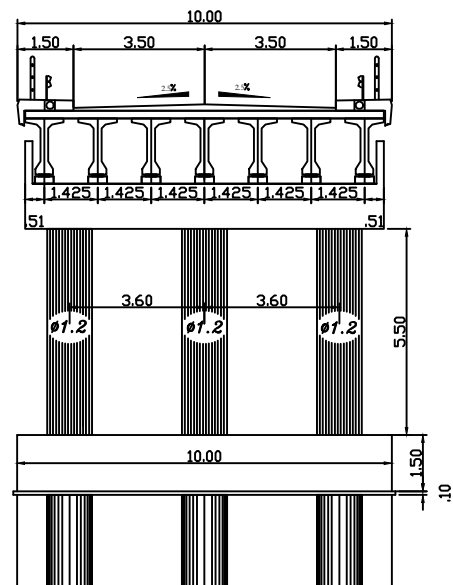
Ech 1/100



Coupe Transversale Culée C10/C30  
Ech: 1/75

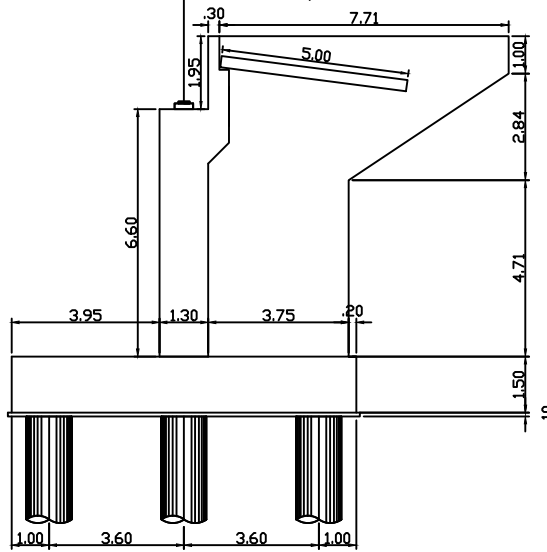


Coupe Transversale Pile P20  
Ech: 1/75



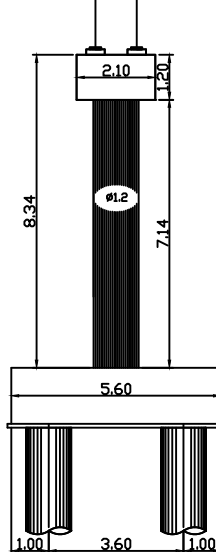
**LA CULEE C10**

Ech: 1/100

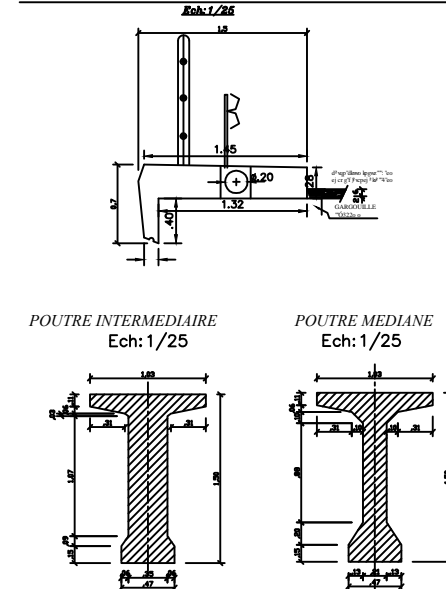


**LA PILE P20**

Ech: 1/100



**DETAIL CORNICHES & TROTTOIRS**



**HYPOTHESES DE CALCUL**

- L'UNITE CT1 GUGNQP TCUE RWNGTP A83
- CIVILE: A-B
- MILITAIRE: MC120
- EXCEPTIONNELLE: D240
- CLASSE DE L'OUVRAGE 1
- BETON: RESISTANCE NOMINALE RN27 POUR L'INFRASTRUCTURE RN40 POUR LA SUPERSTRUCTURE
- ACIER: ACHIER PASSIF FeE40 A

République Algérienne Démocratique et Populaire  
O l p k u v t g ' h C p u k i p g o g p v l w r ' 2 t l g v t ' g v t ' g r e ' t e j g t e j g ' t e l e p d h s v g  
Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
H e a w 7 T g T ' 2 p l g T g ' e ' E a p o s t e w e k p F 2 r c t g o g p v t g T ' 2 p l g E l k i n

**THEME :**  
**ETUDE D'UN PONT DROIT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT**  
Khemis-EL-KHACHNA ALGER  
Proposé par : E.N.G.O.A.

RNCP "P" A23"  
**PLAN D'ENSEMBLE**  
Etudié par : Mr SEMAR Md SAID, Mr DJEDDI TOUFIK, Melle TOUAT SARAH.  
Encadré par : Mr OUGUEMAT ALL, Promotion : 2014

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# Chapitre II

## *Caractéristiques géométriques des poutres*

**I. Vérification des dimensions de la poutre :**

Cette vérification a été faite dans le premier chapitre.

**II. Calcul des caractéristiques géométriques des poutres :**

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par le biais des relations ci-après, les résultats seront représentés dans le tableau suivant :

✓ B : section totale de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} B = b \times h \\ I = \frac{bh^3}{12} \end{array} \right. \quad \text{Section rectangulaire}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B = \frac{1}{2}b \times h \\ I = \frac{bh^3}{6} \end{array} \right. \quad \text{Section triangulaire}$$

✓ V et V' distances de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre :

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

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

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

Z : bras de levier de la section considéré par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$$V = h_t - V'$$

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

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

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

$$I_{\Delta} = S_{\Delta} \times Z'$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} Z' = Z \left( 1 + \frac{h^2}{12Z'} \right) \quad \text{Section rectangulaire.} \\ Z' = Z \left( 1 + \frac{h^2}{18Z'} \right) \quad \text{Section triangulaire.} \end{array} \right.$$

h : hauteur de la section considéré.

✓ r : rayon de giration :

$$r^2 = \frac{I_G}{B}$$

✓  $\rho$ : Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{r^2}{VV'}$$

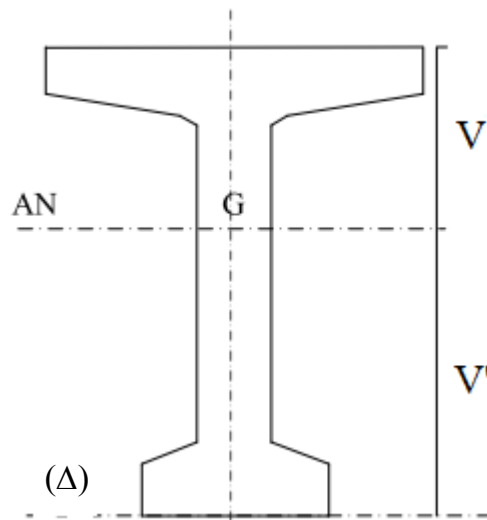


Figure II.1 : poutre en béton précontraint.

1. Poutre sans hourdis :

➤ Section d'about :

N°	Dimension	b	h	B (cm)	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	47x150	47	150	7050	75	528750	100	52875000
2	2(11x28)	28	11	616	144.5	89012	144.57	12868464.84
3	2(6x28)/2	28	6	168	137	23016	137.01	3153422.16
<b>Total</b>	/	/	/	<b>7834</b>	/	<b>640778</b>	/	<b>68896887</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
16484780.12	81.79	68.21	2104.26	37.72

Tableau II.1 : Caractéristiques géométrique de la section d'about (poutre seule).

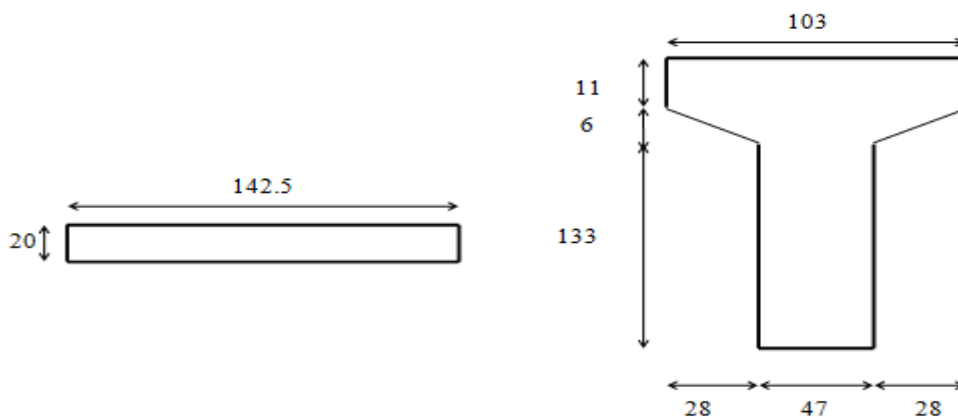


Figure II.2 : Section d'about.

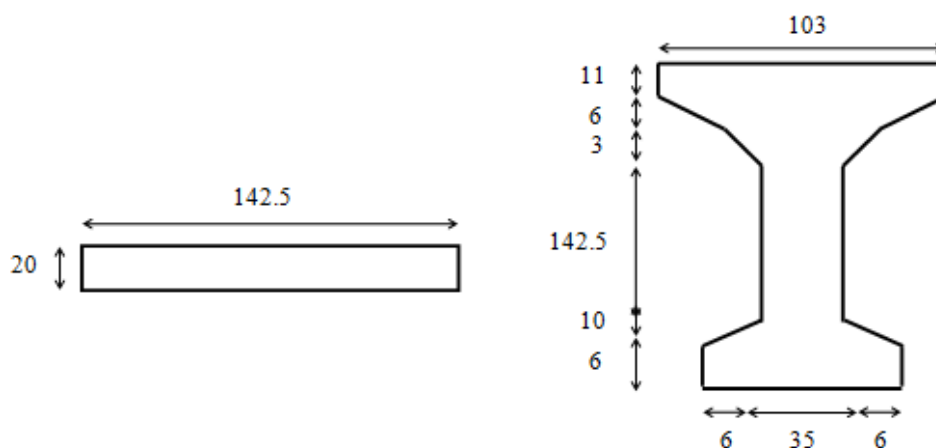
## Chapitre II : Caractéristiques géométriques des poutres

### ➤ Section intermédiaire :

N°	Dimensions	b	H	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	35x150	35	150	5250	75	393750	100	39375000
2	2(11x34)	34	11	748	144.5	108086	144.57	15625993.02
3	2(6x3)	3	6	36	136	4896	136.02	665953.92
4	2(6x31)/2	31	6	186	137	25482	137.01	3491288.82
5	2(3x3)/2	3	3	9	132	1188	132.00	156816
6	2(9x6)/2	6	9	54	18	972	18.25	17739
7	2(15x6)	6	15	180	7.5	1350	10	13500
<b>Total</b>	/	/	/	<b>5998</b>	/	<b>535724</b>	/	<b>59346290.76</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
11496973.63	89.31	60.69	1916.80	35.36

**Tableau II.2:** Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire (poutre seule).



**Figure II.3 :** Section intermédiaire.

### ➤ Section médiane :

N°	Dimensions	b	H	B (cm)	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	21x150	21	150	3150	75	236250	100	23625000
2	2(11x41)	41	11	902	144.5	130339	144.57	18843109.23
3	2(6x10)	10	6	120	134	16080	134.02	2155041.6
4	2(6x31)/2	31	6	186	137	25482	137.01	3491288.82
5	2(10x10)/2	10	10	100	129.67	12967	129.71	1681949.57
6	2(20x13)/2	13	20	260	21.66	5631.6	22.68	127724.688
7	2(15x13)	13	15	390	7.5	2925	10	29250
<b>total</b>	/	/	/	<b>5108</b>	/	<b>429674.6</b>	/	<b>49953363.91</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
13810008.02	84.12	65.88	2703.60	48.78

**Tableau II.3:** Caractéristiques géométrique de la section médiane (poutre seule).

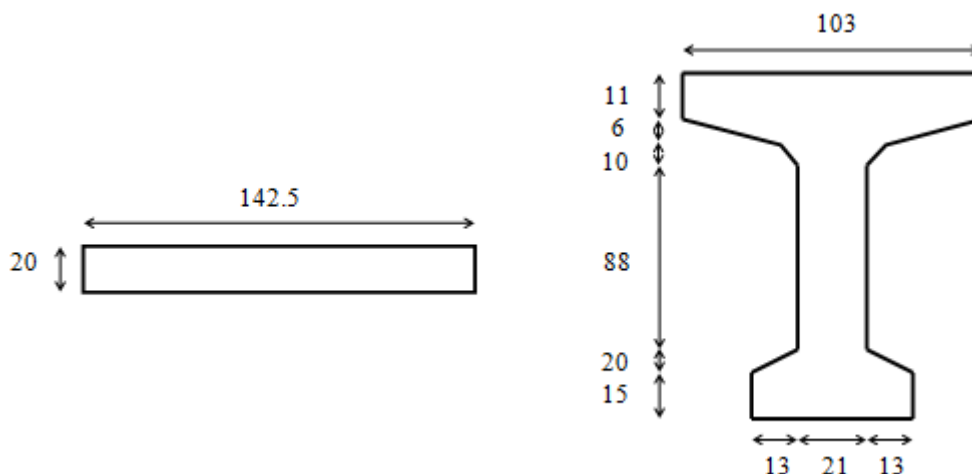


Figure II.4 : Section médiane.

2. Poutre avec hourdis :

➤ Section d'about :

Désignation	Dimensions	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	<b>7834</b>	/	<b>640778</b>	/	<b>68896887</b>
Hourdis	20x142.5	2850	160	456000	160.20	73051200
<b>Somme</b>	/	<b>10684</b>	/	<b>1096778</b>	/	<b>141948087</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)
29357111.59	102.65	67.35	2747.76	39.74

Tableau II.4: Caractéristiques géométrique de la section d'about (poutre+ hourdis).

➤ Section intermédiaire :

Désignation	Dimensions	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	<b>5998</b>	/	<b>535724</b>	/	<b>59346290.76</b>
Hourdis	20x142.5	2850	160	456000	160.20	73051200
<b>Somme</b>	/	<b>8848</b>	/	<b>991724</b>	/	<b>132397490.8</b>

I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)
21240563.57	112.08	57.92	2400.60	36.98

Tableau II.5: Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire (poutre+ hourdis).

➤ Section médiane :

Désignation	dimensions	B (cm)	Z (cm <sup>2</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre	/	<b>5108</b>	/	<b>429674.6</b>	/	<b>49953363.91</b>
Hourdis	20x142.5	2850	160	456000	160.20	73051200
<b>Somme</b>	/	<b>7958</b>	/	<b>885674.6</b>	/	<b>123004563.9</b>

## Chapitre II : Caractéristiques géométriques des poutres

---

$I_G (cm^4)$	$V' (cm)$	$V (cm)$	$r^2 (cm^2)$	$\rho(\%)$
24434634.64	111.29	58.71	3070.45	46.99

**Tableau II.6:** Caractéristiques géométrique de la section médiane (poutre+ hourdis).

# Chapitre III

## *Charges et surcharges*

L'objectif de ce chapitre est le calcul de la descente de charge du tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis.

Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.

Enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque type de surcharge.

## I. Calcul des charges :

**I.1. Charges permanentes (poids propre):** Ce sont toutes les charges qui restent constantes c-à-d poids des poutres, entretoises et hourdis.

### 1. Poids de la dalle :

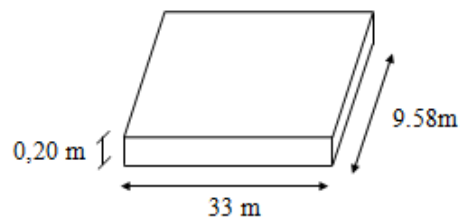


Figure III.1 : Dalle.

Longueur de la dalle:  $L = 33\text{m}$ .

Largeur de la dalle :  $l = 9.58\text{m}$ .

Epaisseur de la dalle:  $e = 0.20\text{m}$ .

$$P_d = \rho_b V_d = \rho_b \cdot L \cdot l \cdot e$$

$$P_d = (2.5)(33)(9.58)(0.20) = 158.07\text{t}$$

$$g_d = \frac{P_d}{\text{portée}} = \frac{158.07}{32} = 4.9397\text{t/ml}$$

### 2. Poids propre des poutres :

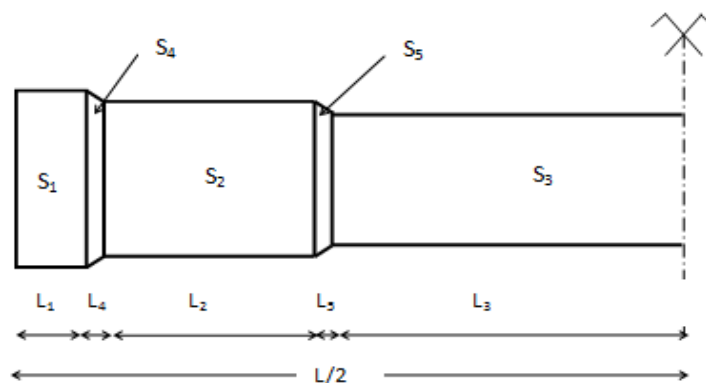


Figure III.2 : Coupe longitudinale de la poutre.

$$P_p = nV_p\rho_b = n\rho_b \sum S_i l_i$$

Avec: n: nombre de poutre.

$$S_1 = 0.7834 \text{ m}^2 ; l_1 = 0.60 \text{ m.}$$

$$S_2 = 0.6463 \text{ m}^2 ; l_2 = 6.80 \text{ m.}$$

$$S_3 = 0.5108 \text{ m}^2 ; l_3 = 8.98 \text{ m.}$$

$$S_4 = (S_1 + S_2) / 2 = 0.71485 \text{ m}^2 ; l_4 = 0.05 \text{ m.}$$

$$S_5 = (S_2 + S_3) / 2 = 0.57855 \text{ m}^2 ; l_5 = 0.07 \text{ m.}$$

$$P_p = 7 \times 9.5281 \times 2 \times 2.5 = 333.4837 \text{ t.}$$

$$g_p = 333.4837 / 32 = 10.4213 \text{ t/ml.}$$

### 3. Poids du revêtement :

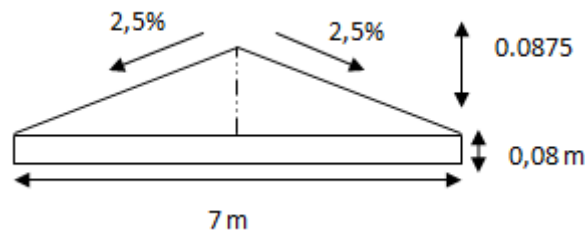


Figure III.3 : Revêtement de la chaussée.

$$l_c = 7 \text{ m.}, L = 33 \text{ m}, \rho_{rev} = 2.2 \text{ t/m}^3.$$

$$e = 0.08 \text{ m}$$

$$P_{rev} = 2.20 \left( 7 \times 33 \times \left( 0.08 + \frac{0.0875}{2} \right) \right)$$

$$P_{rev} = 62.8897 \text{ t.}$$

$$P_{rev} = \frac{62.8897}{32} = 1.9653 \text{ t/ml.}$$

### 4. Poids du trottoir:

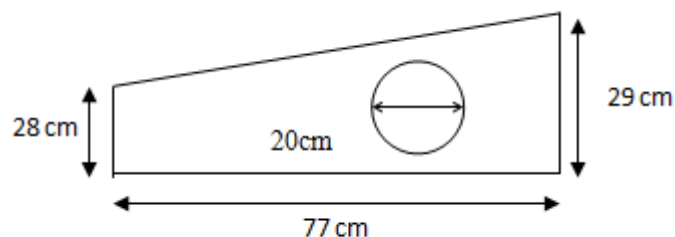


Figure III.4 : Trottoir.

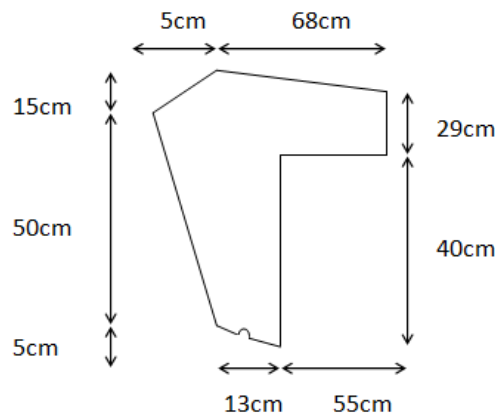
$$P_{tr} = S_{tr} \times L \times \rho_b$$

$$S_{tr} = 0.2194 - (\pi \times 0.1^2) = 0.188m^2$$

$$P_{tr} = 2 \times 2.5 \times 33 \times 0.188 = 31.0256t$$

$$g_{tr} = \frac{31.0256}{32} = 0.9695t/ml$$

**5. Poids des corniches :**



*Figure III.5 : Corniche.*

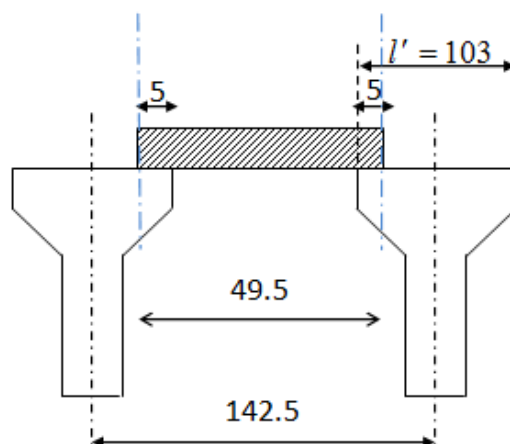
$$P_{cor} = 2 \times S_{cor} \times L \times \rho_b$$

$$S_{cor} = 0.2656m^2$$

$$P_{cor} = 2 \times 2.5 \times 0.2656 \times 33 = 43.8274t$$

$$g_{cor} = \frac{43.8274}{32} = 1.3696t/ml$$

**6. Poids du coffrage perdu :**



*Figure III.6 : Coffrage perdu.*

$$P_{cp} = \rho_{cp}(v - 1)l_{cp}L$$

Avec:  $v$ :  $N^{\text{bre}}$  de poutre.

$$\rho_{cp} = 0.07t/m^2$$

$$l_{cp} = l - \left( \frac{l'}{2} - 0.05 \times 2 \right)$$

$$l_{cp} = 1.425 - \left( \frac{1.03}{2} - 0.05 \times 2 \right) = 0.495m$$

$$P_{cp} = 0.07(7 - 1) \times 0.495 \times 33 = 6.8807t$$

$$g_{cp} = \frac{6.8807}{32} = 0.2144t/ml$$

### 7. Poids des glissières et gardes corps :

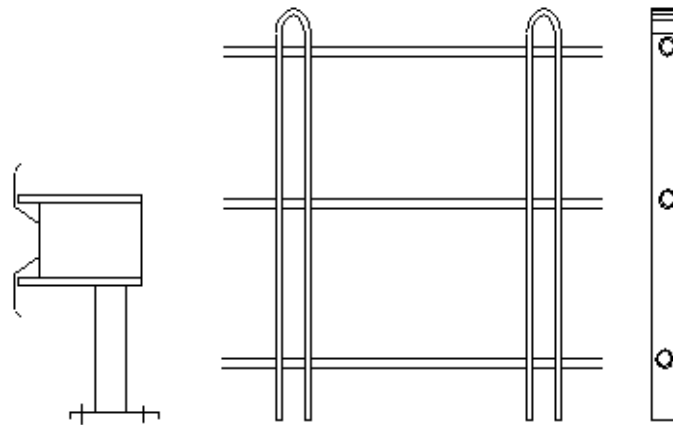


Figure III.7 : Glissière de sécurité et garde corps.

$$P_{gliss+gc} = 2 \times q_{gl} \times L$$

$$q_{gl} = 0.2t/ml$$

$$P_{gl} = 2 \times 0.2 \times 33 = 13.20t$$

$$g_{gliss+gc} = \frac{13.20}{32} = 0.4125t/ml$$

## 8. Poids des entretoises d'about :

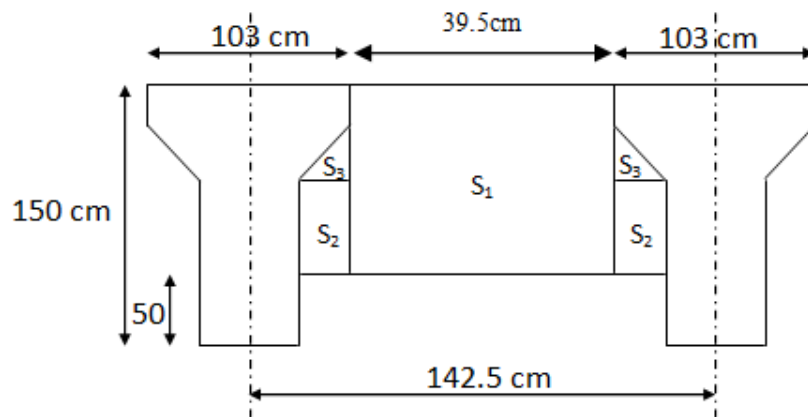


Figure III.8 : Entretoise d'about.

$$P_{ent} = 2(n - 1)\rho_b V$$

$$e = 0.25m$$

$$S_T = S_1 + 2S_2 + 2S_3 = 0.8766m^2$$

$$P_{ent} = 2(7 - 1) \times 2.5 \times 0.8866 \times 0.25$$

$$P_{ent} = 6.5745t$$

$$g_{ent} = \frac{6.5745}{32} = 0.2054t/ml$$

Poids total du tablier :

$$P_T = \sum P_i = 655.9516t$$

$$G_T = 20.4985t/ml.$$

## 1.2. Calcul des surcharges :

## 1. Caractéristiques du tablier :

Largeur roulable  $L_r = 7 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$  donc le pont est de classe 1.

Largeur totale du pont  $l_t = 10 \text{ m}$ .

Largeur chargeable  $l_c = l_r = 7 \text{ m}$ .

Nombre de voies  $n = E(l_c/3) = E(7/3) = 2 \text{ voies}$ .

Largeur d'une voie  $l_v = l_c/n = 7/2 = 3.5 \text{ m}$ .

Portée  $L = 32 \text{ m}$ .

## 2. Evaluation des surcharges :

## a. Système A(L) :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l) \quad ; \text{ Pour une portée } L \leq 200m$$

Avec :  $A(l) = 230 + \frac{36000}{12+L}$  (Kg/m<sup>2</sup>)

Soit :  $A(l) = 1.04818$  t/m<sup>2</sup>.

Avec : L : longueur chargée (L=32m).

$a_1$  : déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voie chargées ; il est donné par le tableau suivant:

<i>N<sup>br</sup> de voies</i>		<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>≥ 5</i>
<i>classe du pont</i>	<i>1</i>	1	1	0,9	0,7
	<i>2</i>	1	0,9	/	/
	<i>3</i>	0,9	0,8	/	/

**Tableau III.1** : Valeur du coefficient  $a_1$ .

On a :  $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ère}} \text{ classe} \\ 2 \text{ voies} \end{array} \right. \Rightarrow a_1 = 1$

**Vérification:**

On doit vérifier si :  $A(l) \times a_1 > 400 - 0.2L$ .

$$1048.1818 \times 1 > 393.6 \quad (\text{vérifiée}).$$

$a_2$  : donnée par l'expression suivante :

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

Avec :  $V = 3.5\text{m}$

$$V_0 = \left\{ \begin{array}{l} 3.50\text{m pour un pont de } 1^{\text{ère}} \text{ classe.} \\ 3.00\text{m pour un pont de } 2^{\text{ème}} \text{ classe.} \\ 2.75\text{m pour un pont de } 3^{\text{ème}} \text{ classe.} \end{array} \right.$$

Donc :  $V_0 = 3.5\text{m}$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$q_A = A \times n \times V_0$$

Ce qui nous amène à tracer le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	$a_1$	$a_2$	$A (t/m^2)$	$q_A (t/ml)$
1	1	1	1.04818	3.6686
2	1	1	1.04818	7.3372

Tableau III.2 : Valeur de la surcharge  $A(l)$ .

**b. Système Bc :**

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux. Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

N <sup>bre</sup> de voies	1	2	3	4	≥5
1 <sup>ere</sup> classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 <sup>eme</sup> classe	1	1	/	/	/
3 <sup>eme</sup> classe	1	0.8	/	/	/

Tableau III.3 : Valeur du coefficient bc.

Longitudinalement: Le nombre de camions est limité à 2 (Fig (III.9)).

Transversalement: Autant de camions que de voies (Fig (III.10)).

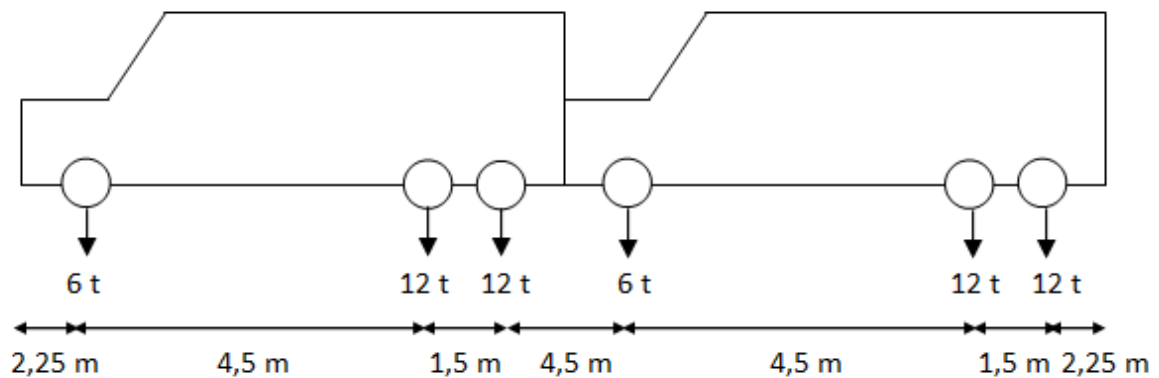


Figure III.9 : Disposition longitudinale.

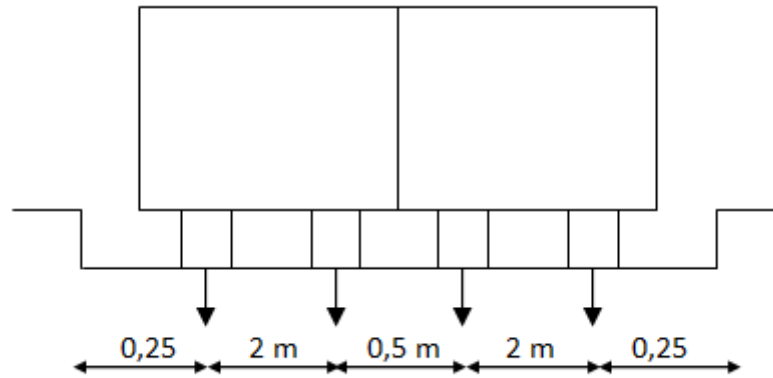


Figure III.10 : Disposition transversale.

Les charges du système Bc sont frappées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

Avec : L : longueur de l'élément ; L = 32m ;

G : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale ;

G = 655.9516t ;

S : Charge du système considéré ; S = 120t.

$$\delta = 1.0828$$

**c. Système Bt :**

Le système B<sub>t</sub> se compose de deux essieux tandems de 16t chacun.

Longitudinalement : le nombre de camion est égal a un (Fig (III.11)).

Transversalement : le nombre de camion est limite a deux (Fig (III.12)).

Le système B<sub>t</sub> est pondéré par un coefficient 'bt' qui dépend de la classe du pont :

Pont de 1<sup>ère</sup> classe : b<sub>t</sub> = 1.

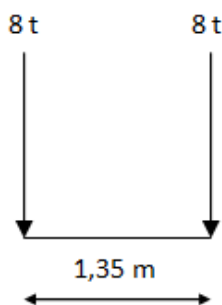


Figure III.11 : Disposition longitudinale.

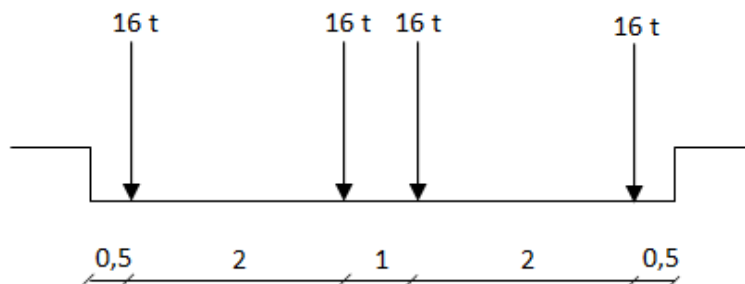


Figure III.12 : Disposition transversale.

Les charges du système Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

Avec : L : longueur de l'élément ; L = 32m ;

G : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale ;

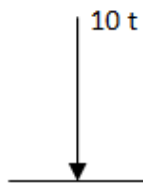
G = 655.9516t ;

S : Charge du système considéré ; S = 64t.

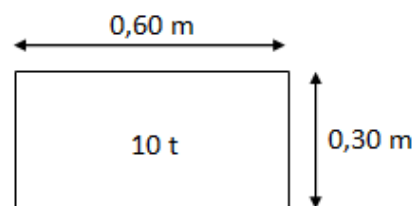
$$\delta = 1.0683$$

#### d. Système Br :

Le système Br est une roue isolée de 10 t qui peut être disposée n'importe où sur la largeur roulable.



**Figure III.13 :** Disposition longitudinale.



**Figure III.14 :** Disposition transversale.

Les charges du système Br sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

Avec : L : longueur de l'élément ; L = 32m ;

G : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale ;

G = 655.9516t ;

S : Charge du système considéré ; S = 10t.

$$\delta = 1.0563$$

#### e. Système de charge militaire $Mc_{120}$ :

C'est un système à deux chenilles (**Fig (III.14)**) et qui a un poids de 110 t. Chaque chenille a une surface de contact de  $(6.1 \times 1) \text{ m}^2$  ; et donc, une charge répartie de 18.032 t/ml longitudinalement.

*Longitudinalement* : La distance libre entre les points de contact de deux véhicules successifs avec la chaussée doit être au moins égale à 30,5 m.

*Transversalement* : un seul convoi est supposé circuler sur la chaussée.

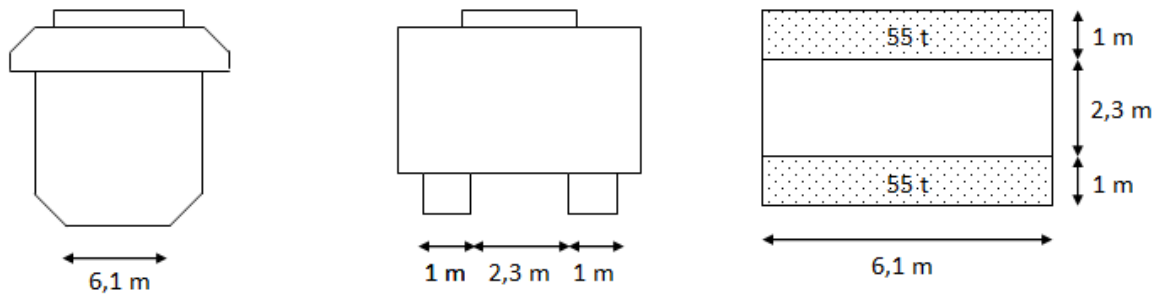


Figure III.15 : Disposition du chargement militaire.

Les charges militaires sont frappées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

Avec : L : longueur de l'élément ; L =32m ;

G : poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale ;

G =655.9516t ;

S : Charge du système considéré ; S =110t.

$$\delta = 1.0782$$

**f. Système de charge exceptionnel  $D_{240}$  :**

C'est un convoi qui a un poids de 240t réparti sur une surface de (18.6x3.2m<sup>2</sup>) ; ce qui signifie une charge répartie transversalement de q=12.903t/ml.

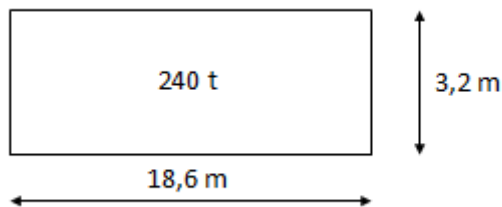


Figure III.16: Disposition du chargement exceptionnel.

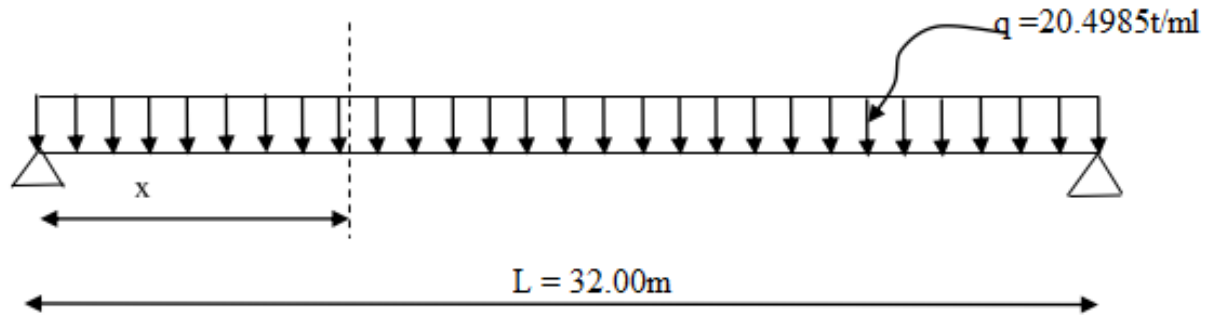
# Chapitre IV

## *Répartition longitudinale des efforts*

### I. Calcul des moments fléchissant longitudinaux :

#### 1. Moments engendrés par les charges permanentes G :

$$\text{Poids total du tablier : } q = \frac{655,9516}{32} = 20,4985 \text{ t/ml}$$



**Figure IV.1 :** Répartition longitudinale de la charge permanente G.

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance ( $x$ ) est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = q \cdot x \left( \frac{L - x}{2} \right)$$

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont illustrées dans le tableau suivant :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abcisse X(m)	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
Moment (t.m)	0	944.571	1679.237	2203.999	2518.856	2623.808

**Tableau IV.1 :** Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente.

#### 2. Moment engendré par la surcharge A(L) :

$$q_A = 7.3372 \text{ t/ml}$$

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

	<i>Section</i>	<i>0.0L</i>	<i>0.1L</i>	<i>0.2L</i>	<i>0.3L</i>	<i>0.4L</i>	<i>0.5L</i>
	<i>Abscisse X(m)</i>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
<i>Moment (t.m)</i>	<i>Une voie chargée</i>	0	169.049	300.532	394.447	450.797	469.581
	<i>Deux voies chargées</i>	0	338.0981	601.0634	788.895	901.595	939.162

*Tableau IV.2 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge A(l).*

### **3. Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs :**

Un seul trottoir :  $q = 0.1155\text{t/ml}$ .

Deux trottoirs :  $q = 0.123\text{t/ml}$ .

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

	<i>Section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.1L</i>	<i>0.2L</i>	<i>0.3L</i>	<i>0.4L</i>	<i>0.5L</i>
	<i>Abscisse X(m)</i>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
<i>Moment (t.m)</i>	<i>Un trottoir</i>	0	5.322	9.462	12.418	14.193	14.784
	<i>Deux trottoirs</i>	0	10.6445	18.923	24.837	28.385	29.568

*Tableau IV.3 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge sur trottoir.*

### **4. Moments engendrés par les surcharges «Bc » :**

On utilise le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse. Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre. Généralement ; le maximum absolu a lieu à l'endroit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale.

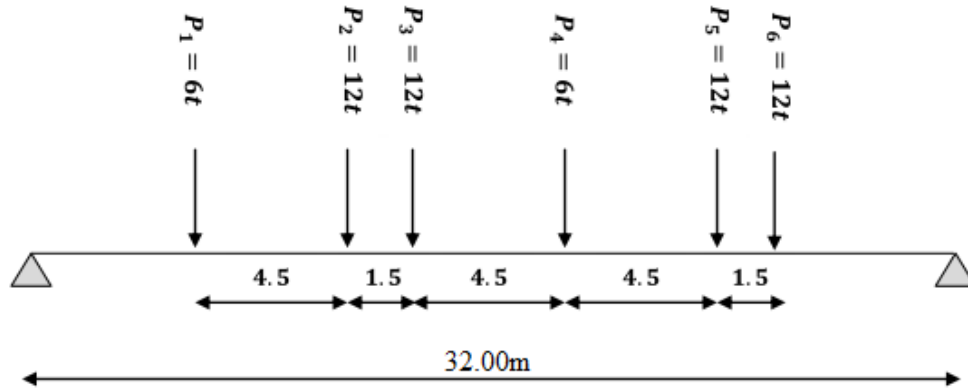


Figure IV.2 : Système Bc ; disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal).

✓ Application de la Méthode de BARRE :

Section dangereuse :

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i$$

Charge	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
Valeur (t)	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	$0 \leq 30 \leq 6$	$6 \leq 30 \leq 18$	$18 \leq 30 \leq 30$	$30 \leq 30 \leq 36$	$36 \leq 30 \leq 48$	$48 \leq 30 \leq 60$
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

Tableau (IV.4) : Détermination de la section dangereuse.

La section dangereuse sera donnée soit par  $P_3$  ou  $P_4$  :

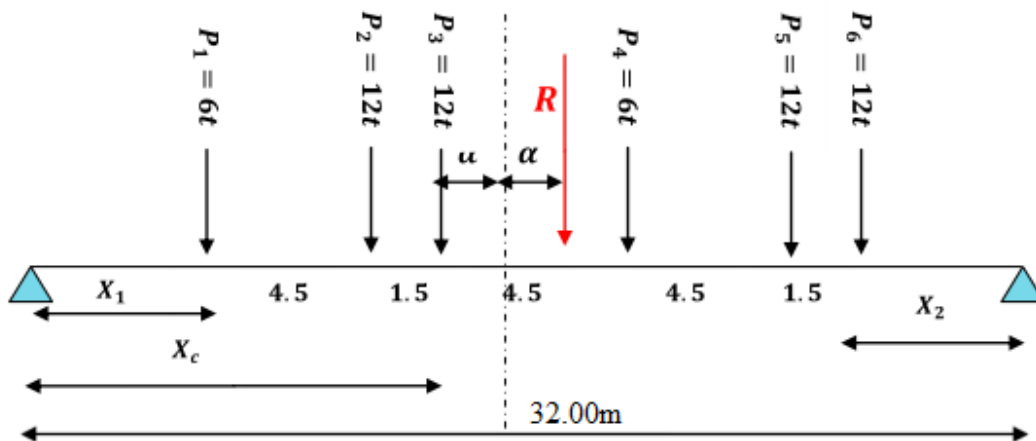


Figure IV.3 : Recherche du moment maximal.

$$\begin{aligned} \sum M/R &= P_1(6 + 2\alpha) + P_2(1.5 + 2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - P_4(4.5 - 2\alpha) - P_5(9 - 2\alpha) \\ &\quad - P_6(10.5 - 2\alpha) = 0 \\ &\rightarrow \alpha = 1.725m \end{aligned}$$

$$X_1 = 16 - (4.5 + 1.5 + 1.725) = 8.275m$$

$$X_2 = 32 - (16.5 + 8.275) = 7.225m$$

➤ **Moment sous  $P_3$ :**

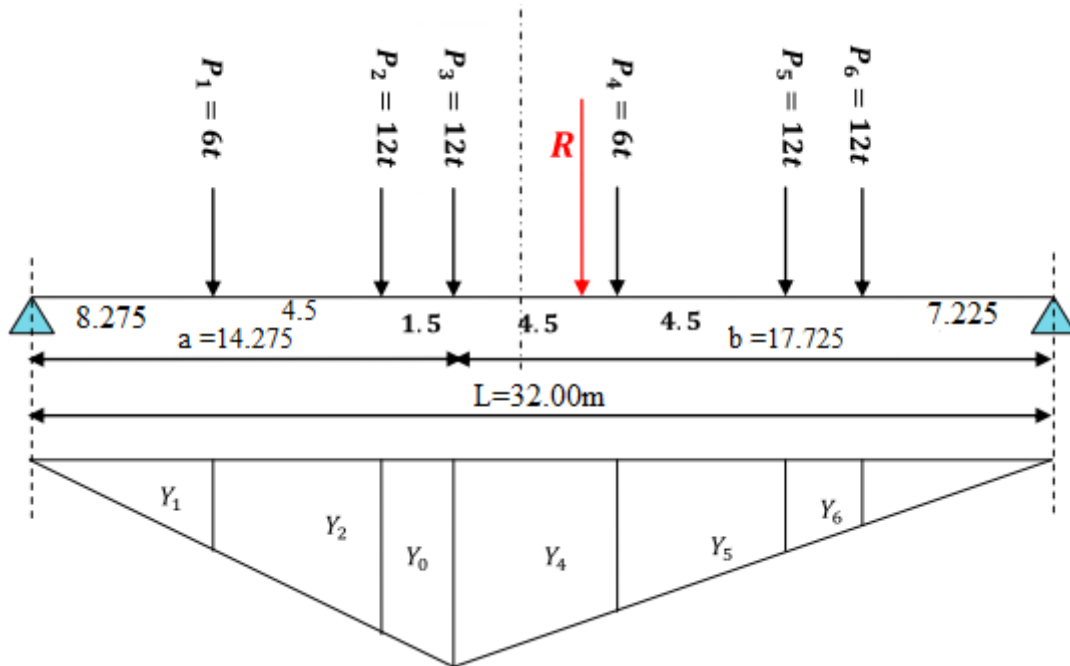


Figure IV.4 : Ligne d'influence du moment sous  $P_3$ .

La valeur de  $Y_0$  est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X}{L}\right) X = \left(\frac{32 - 14.275}{32}\right) 14.275 = 7.907m$$

$Y$	$Y_1$	$Y_2$	$Y_0$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$
<b>Valeur</b>	4.583	7.076	7.907	5.899	3.892	3.223

Tableau IV.5 : Lignes d'influence du moment sous  $P_3$ .

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{Max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{Max} = 6(4.583 + 5.899) + 12(7.078 + 7.907 + 3.892 + 3.223)$$

$$M_{Max} = 328.092t.m$$

➤ **Moment sous  $P_4$ :**

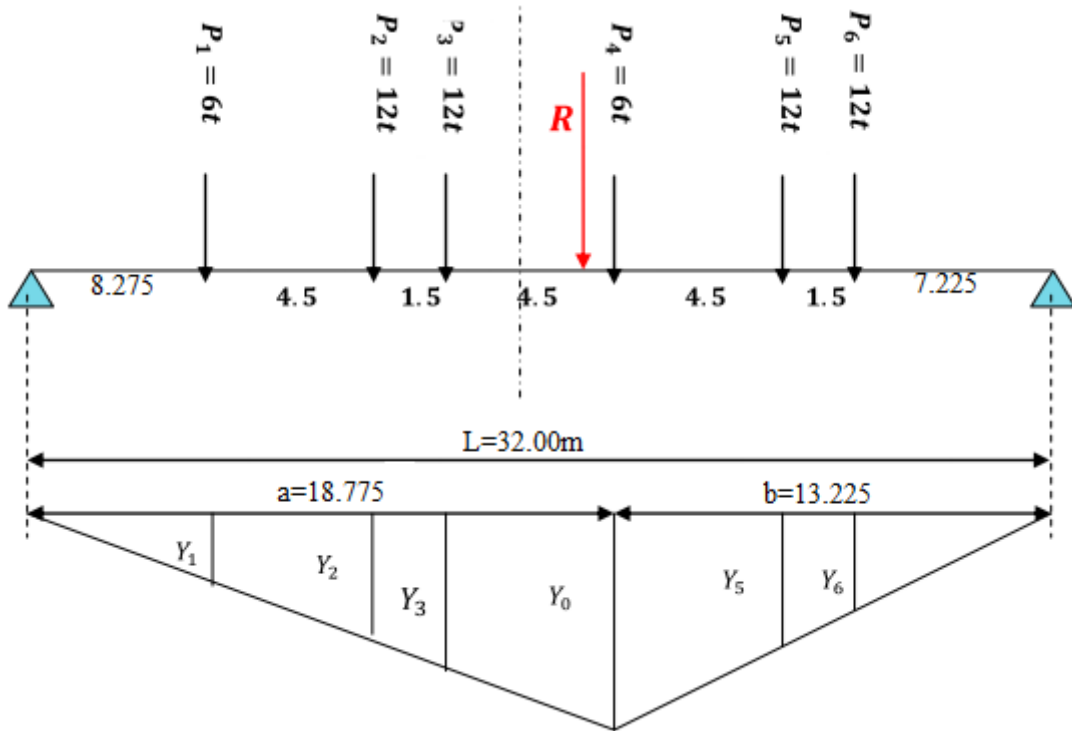


Figure IV.5 : Ligne d'influence du moment sous  $P_4$ .

La valeur de est donnée par la formule :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X}{L}\right)X = \left(\frac{32 - 18.775}{32}\right)18.775 = 7.759m$$

Y	$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_0$	$Y_5$	$Y_6$
Valeur	3.419	5.279	5.899	7.759	5.119	4.239

Tableau IV.6 : Lignes d'influence du moment sous  $P_4$ .

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{Max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{Max} = 6(3.419 + 7.759) + 12(5.279 + 5.899 + 5.119 + 4.239)$$

$$M_{Max} = 313.500t.m$$

Le moment max  $M_{Max} = 328.092t.m$  se produit sous la charge  $P_3=12t$  au droit de la section (c) avec :  $X_C=14.275m$ .

Ce calcul est fait pour une seule voie, pour deux voies on aura :

$$M_{Max} = 656.184t.m$$

• **Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :**

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{a} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{b} ; \quad \sum_{i=1}^{i=j-1} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=1} \frac{P_i}{b}$$

Exemple de calcul :

$$X=0.1L \begin{cases} a=3.2m \\ b= 28.8m \end{cases}$$

<b>P</b>	<b>P1</b>		<b>P2</b>		<b>P3</b>		<b>P4</b>		<b>P5</b>		<b>P6</b>	
<b>1<sup>ère</sup> condition</b>	6	54	18	42	30	30	36	24	48	12	60	0
	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8
	1.875 ≥1.875		5.625 ≥1.458		9.375 ≥ 1.041		11.25 ≥0.833		15 ≥0.416		18.75 ≥ 0	
<b>vérification</b>	oui		Oui		oui		oui		oui		oui	
<b>2<sup>ème</sup> condition</b>	0	60	6	54	18	42	30	30	36	24	48	12
	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8	3.2	28.8
	0 ≤2.083		1.875 ≤1.875		5.625 ≤1.458		9.375 ≤1.041		11.25 ≤0.833		15 ≤0.416	
<b>vérification</b>	oui		Oui		non		non		non		non	

**Tableau IV.7 :** recherche de la section dangereuse.

D’après ce tableau on constate que c’est la charge P1 ou P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0,1 L).

✓ Pour P1 :

$$Y_0 = \left( \frac{L - X_c}{L} \right) X_c = \left( \frac{32 - 3.2}{32} \right) 3.2 = 2.88m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

<b>Y</b>	<b>Y<sub>0</sub></b>	<b>Y<sub>2</sub></b>	<b>Y<sub>3</sub></b>	<b>Y<sub>4</sub></b>	<b>Y<sub>5</sub></b>	<b>Y<sub>6</sub></b>
<b>Valeur de y</b>	2.88	2.43	2.28	1.83	1.38	1.23
<b>Charge</b>	6	12	12	6	12	12
<b>Y<sub>xp</sub></b>	17.28	29.16	27.36	10.98	16.56	14.76

**Tableau IV.8 :** Lignes d’influences du moment sous P<sub>1</sub>.

Le moment Max est de :

$$M_{tMax(P_1)} = \sum_{i=1}^{i=6} P_i Y_i$$

$$M_{tMax(P_1)} = P_1 Y_0 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6 = 116.1t.m$$

✓ Pour P2 :

$$Y_0 = \left( \frac{L - X_C}{L} \right) X_C = \left( \frac{32 - 3.2}{32} \right) 3.2 = 2.88m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

<i>Y</i>	<i>Y<sub>1</sub></i>	<i>Y<sub>0</sub></i>	<i>Y<sub>3</sub></i>	<i>Y<sub>4</sub></i>	<i>Y<sub>5</sub></i>	<i>Y<sub>6</sub></i>
<b>Valeur de y</b>	0	2.88	2.73	2.28	1.83	1.68
<b>Charge</b>	6	12	12	6	12	12
<b>Pxy</b>	0	34.56	32.76	13.68	21.96	20.16

**Tableau IV.9** : Lignes d'influences du moment sous P<sub>2</sub>.

Le moment Max est de :

$$M_{tMax(P_2)} = \sum_{i=1}^{i=6} P_i Y_i$$

$$M_{tMax(P_2)} = P_1 Y_1 + P_2 Y_0 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6 = 123.12t.m$$

Donc, au niveau de la section d'abscisse ( $x = 0.1L$ ), c'est la charge P 2 qui engendre un moment max.

$$M_{tMax} = 123.12t.m$$

Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :

$$M = \delta_{bc} \times b_c \times M_{tMax}$$

Avec :

$\delta_{bc}$  : coefficient dynamique de la poutre.

$$\delta_{bc} = 1.0828$$

$b_c$  : coefficient de pondération :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2 \text{ pour un convoi} \\ 1.1 \text{ pour deux convois} \end{array} \right.$$

Les résultats des moments sous différentes sections:

		<i>L=32 m</i>					
<i>Section</i>		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
<i>X(m)</i>		0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
<i>M (t.m)</i>	<i>Non corrigé</i>	0	123.12	230.48	287.1	324	340.5
	<i>δ</i>	1.0828	1.0828	1.0828	1.0828	1.0828	1.0828
	<i>b<sub>c</sub></i>	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	<i>01 convoi</i>	0	159.977	299.476	373.046	420.992	442.432
	<i>b<sub>c</sub></i>	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	<i>02 convois</i>	0	293.294	549.04	683.918	771.82	811.124

Tableau IV.10 : Moments de la surcharge dans les différentes sections.

**5. Les moments engendrés par les surcharges «Bt» :**

Pour les ponts comportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t, la section dangereuse peut être obtenue sous P<sub>1</sub> ou P<sub>2</sub>.

$$P_1 = P_2 = 8t \rightarrow R = \sum_{i=1}^2 P_i$$

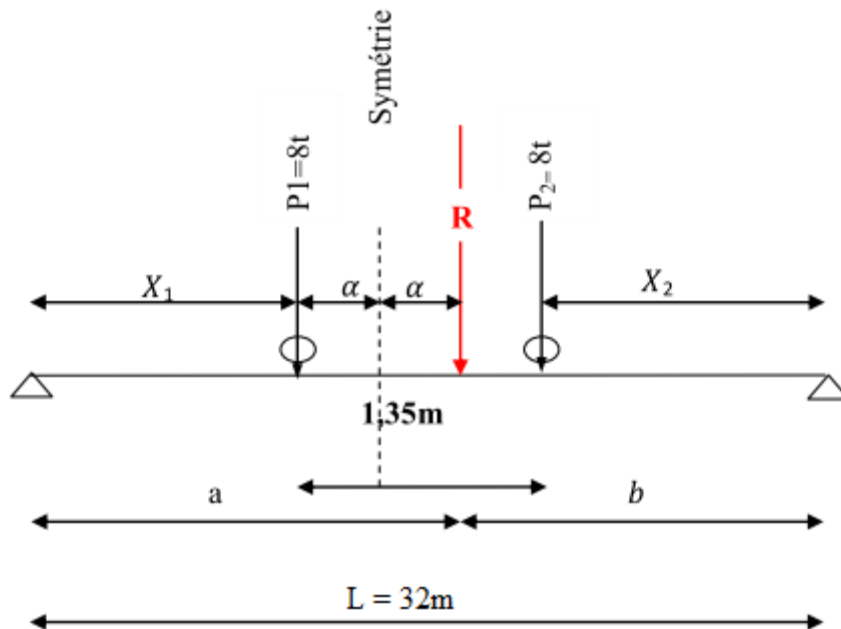


Figure IV.6 : Chargement type sous un tandem (système Bt).

La résultante  $R = P_1 + P_2 = 16 t$ .

$$\Sigma M/P_1 = P_2 \times 1,35 = R \times 2 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,675}{2} = 0,337$$

$$a = \frac{32}{2} + \alpha = 16,337m$$

$$b = \frac{32}{2} - \alpha = 15,663m$$

- Calcul du moment max. sous P 1 (Pour une seule file de roue) :

<i>Sous P1</i>			
<i>Y</i>	<i>Y<sub>0</sub></i>	<i>Y<sub>2</sub></i>	<i>M</i>
<i>valeur</i>	7.996	7.65	125.168

*Tableau IV.11 : Moments max sous P<sub>1</sub>*

- Calcul du moment max. sous P 2 (Pour une seule file de roue) :

<i>P2</i>			
<i>Y</i>	<i>Y<sub>0</sub></i>	<i>Y<sub>1</sub></i>	<i>M</i>
<i>valeur</i>	7.996	7.666	125.296

*Tableau IV.12 : Moments max sous P<sub>2</sub>*

Le moment max est engendré sous la charge P<sub>1</sub> avec une valeur de 125.296tm. Cette valeur sera ensuite multipliée par un coefficient correcteur b<sub>t</sub>, et le coefficient dynamique δ = 1,0683.

Notre pont est de 1<sup>ère</sup> classe => b<sub>t</sub> = 1.

Donc : M<sub>max</sub> = 125.296 x 1 x 1,0683

$$M_{\max} = 133.854t.m.$$

De la même façon, on procédera pour les autres sections de la travée.

Les valeurs du moment dans chacune sont :

							<i>moment max</i>
	<i>section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.1L</i>	<i>0.2L</i>	<i>0.3L</i>	<i>0.4L</i>	<i>0.5L</i>
	<i>X(m)</i>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
<i>M (t.m)</i>	<i>Non corrigé</i>	0	45	79.76	104.28	118.56	122.6
	<i>01 tandem</i>	0	96.12	170,367	222,742	253,244	261,874
	<i>02 tandems</i>	0	192,24	340,734	445,484	506,488	523,747

*Tableau IV.13 : Moments des surcharges Bt dans les différentes sections.*

### **6. Moment engendré par les surcharges Mc<sub>120</sub>:**

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.

De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

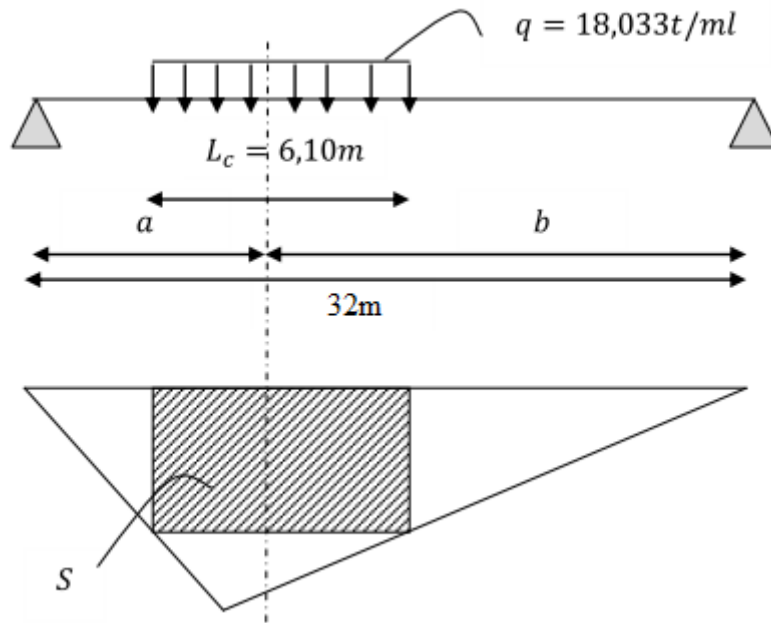


Figure IV.7 : Position de  $M_{c_{120}}$ .

Le convoi comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN = 110t.

Alors :  $q = \frac{110}{6.1} = 18.033t/ml$

Exemple de calcul :

$$X=0.1L \begin{cases} a=3.2m \\ b= 28.8m \end{cases}$$

$$M_{Max} = q \times s$$

Avec :  $s = \frac{ab}{L} L_c \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right) = 15.893m^2$

$$M_{Max} = 286.608t.m$$

De la même méthode, on calcule le moment max pour les autres sections:

	section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	X(m)	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
	$\delta$	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782
Moment (t.m)	Non corrigé	0	286.608	509.526	668.753	764.289	796.134
	corrigé	0	308.964	549.269	720.916	823.903	858.233

Tableau IV.14 : Moments des surcharges  $M_{c_{120}}$  dans les différentes sections.

7. Moment engendré par les surcharges  $D_{240}$ :

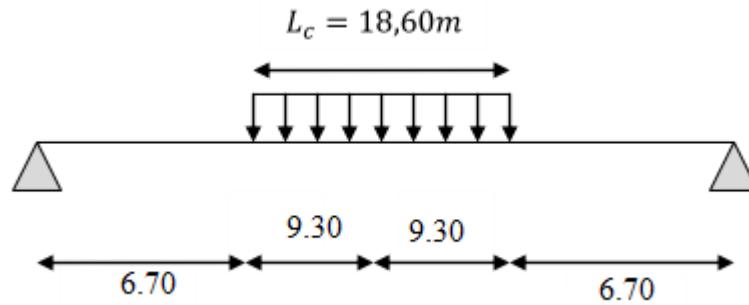


Figure IV.8 : Position de  $D_{240}$ .

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.903t/ml$$

On procède de la même manière que la surcharge pour déterminer les moments dans les différentes sections :

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
X(m)	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
M (t.m)	0	490.18	871.59	1143.97	1307.49	1361.91

Tableau IV.15 : Moments des surcharges  $D_{240}$  dans les différentes sections.

II. Calcul des efforts tranchants :

1. efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

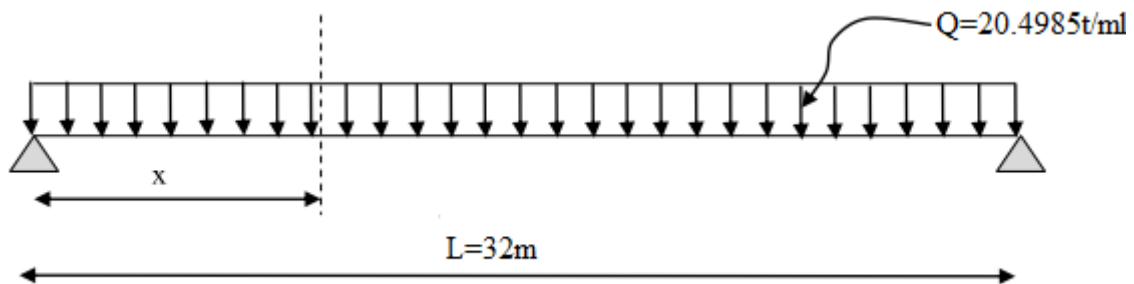


Figure IV.9: Schéma statique d'une poutre.

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(x) = q \left( \frac{L}{2} - x \right)$$

$$T_{Max} = T(x = 0) = \frac{ql}{2} = \frac{20.4985(32)}{2} = 327.976t$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
T(t)	327.976	262.380	196.786	131.190	65.595	0

Tableau IV.16: efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente G.

## 2. Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

Exemple de calcul :

$$X=0.1L \begin{cases} a=3.2\text{m} \\ b=28.8\text{m} \end{cases}$$

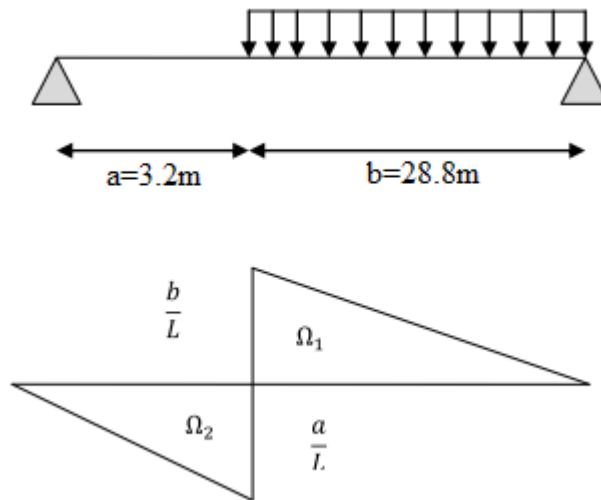


Figure IV.10 : lignes d'influence de l'effort tranchant à 0,1L.

$$T = q\Omega = q \left( \frac{b}{L} \times \frac{b}{2} \right) = q \frac{b^2}{2L}$$

$$A = a_1 a_2 \left( 230 + \frac{36000}{12 + L} \right) 10^{-3} = 1 \times 1 \left( 230 + \frac{36000}{12 + 32} \right) 10^{-3} = 1.048t/ml$$

- Pour une voie chargée :

$$q_a = A \times V$$

$$\text{Avec : } V=3.5\text{m}$$

$$q_a = 1.048 \times 3.5 = 3.6686t/ml$$

$$T_{Max} = 3.668 \frac{28.8^2}{2(32)} = 47.545t.$$

- Pour deux voies chargées :

$$T_{Max} = 95.09t.$$

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

<i>section</i>	<i>0.0L</i>	<i>0.1L</i>	<i>0.2L</i>	<i>0.3L</i>	<i>0.4L</i>	<i>0.5L</i>	
<i>X(m)</i>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	
<i>b(m)</i>	32	28.8	25.6	22.4	19.2	16	
<i>a<sub>1</sub></i>	1	1	1	1	1	1	
<i>a<sub>2</sub></i>	1	1	1	1	1	1	
<i>A(L)</i> <i>(t/m<sup>2</sup>)</i>	1.048	1.048	1.048	1.048	1.048	1.048	
<i>L(m)</i>	32	32	32	32	32	32	
<i>Ivoie (m)</i>	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
<i>q(t/ml)</i>	3.6686	3.6686	3.6686	3.6686	3.6686	3.6686	
<i>T(t)</i>	<i>Ivoie</i>	58.698	47.545	37.566	28.762	21.131	14.674
	<i>2voies</i>	117.396	95.090	75.132	57.524	42.262	29.348

*Tableau IV.17 : Efforts tranchants dans les différentes sections sous la surcharge A(l).*

### **3. Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :**

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence :

- ✓ 1 trottoir chargé :  $q=0.1155t/ml$ .
- ✓ 2 trottoirs chargés :  $q=0.231t/ml$ .

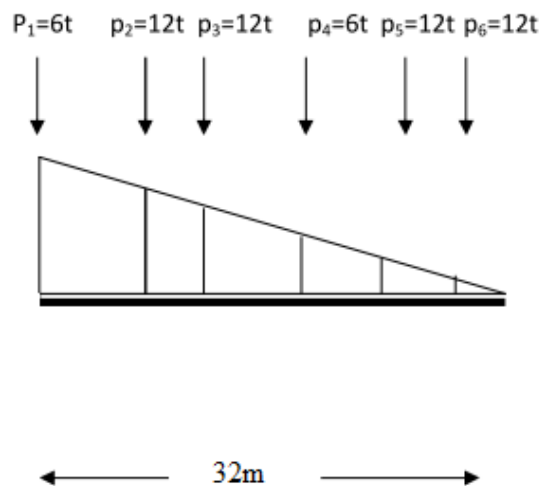
$$T = \frac{q}{2L} (L - X)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

<i>Section</i>	<i>0.0L</i>	<i>0.1L</i>	<i>0.2L</i>	<i>0.3L</i>	<i>0.4L</i>	<i>0.5L</i>	
<i>X(m)</i>	0.0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	
<i>T(t)</i>	<i>1 trottoir chargé</i>	1.847	1.496	1.182	0.905	0.398	0.028
	<i>2 trottoirs chargés</i>	3.964	2.992	2.364	1.810	0.796	0.056

*Tableau IV.18 : Efforts tranchants dans les différentes sections engendrées par la surcharge sur les trottoirs.*

## 4. Sous la charge «Bc» :



On utilise la méthode des lignes d'influence pour le calcul de l'effort tranchant.  
Exemple: calcul de l'effort tranchant à la section  $X=0L$

$Y$	$Y_0$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$
<i>valeur</i>	1	0.859	0.812	0.672	0.531	0.484

Tableau IV.19 : Lignes d'influences

L'effort tranchant sera alors :  $T = \delta \sum_{i=1}^6 (P_i Y_i)$  ; pour un seul convoi.

$$T(x) = (6 \times 1) + (12 \times 0.859) + (12 \times 0.812) + (6 \times 0.672) + (12 \times 0.531) + (12 \times 0.484)$$

$$T(x) = 43.392t.$$

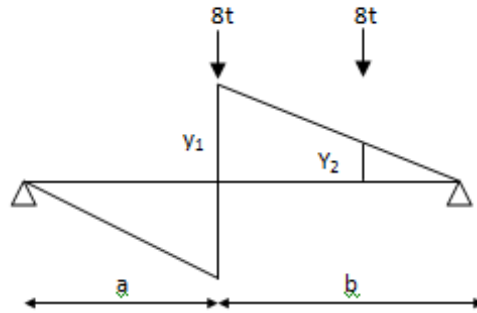
Le coefficient de correction dynamique :  $\delta = 1.0828$ .

Concernant le reste des sections, le calcul est résumé ci-après :

<i>Section</i>		$0.0L$	$0.1L$	$0.2L$	$0.3L$	$0.4L$	$0.5L$
$X (m)$		0	3.2	6.4	9.6	12.8	16
$\delta_{Bc}$		1.0828	1.0828	1.0828	1.0828	1.0828	1.0828
$T (t)$	<i>Non corrigé</i>	43.392	36.864	31.464	26.073	20.664	15.456
	<i>1 convoi</i>	46.985	39.916	34.069	28.232	22.375	16.735
	<i>2 convois</i>	93.969	79.833	68.138	56.464	44.749	33.471

Tableau IV.20 : Effort tranchant sous la surcharge Bc.

5. Sous la charge «Bt» :



On procèdera de la même manière pour calculer l’effort tranchant sous les surcharges ‘Bc’ et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	
X(m)	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	
Non corrigé	31.324	29.725	28.125	26.464	24.925	23.325	
$\delta$	1.0683	1.0683	1.0683	1.0683	1.0683	1.0683	
T(t)	1convoi	33.463	31.755	30.046	28.271	26.627	24.917
	2convois	67.836	61.260	53.976	47.054	40.116	33.186

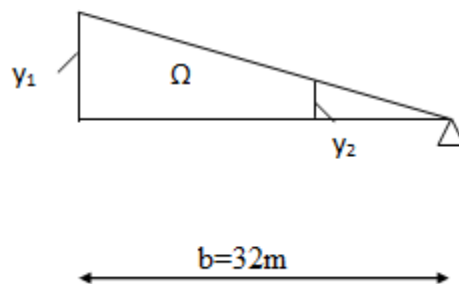
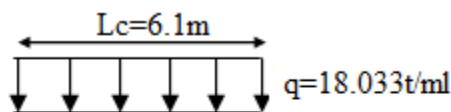
Tableau IV. 21 : Effort tranchant sous la surcharge Bt.

6. effort tranchant engendré par la surcharge Mc<sub>120</sub> :

Le convoi Mc120 stipule qu’un seul convoi est toléré quelque soit la largeur de la chaussée, donc la charge revenante à la chaussée est : q = 110 t.

Exemple de calcul :

$$X=0L : \begin{cases} a=0m \\ b=32m \end{cases}$$



$$T_{Max} = q\Omega_{Max} \quad ; \quad \Omega_{Max} = (Y_1 + Y_2) \frac{L_c}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = \frac{110}{6.1} = 18.033t/ml \\ L_c = 6.1m \end{array} \right.$$

<b>Y</b>	<b>Y<sub>1</sub></b>	<b>Y<sub>2</sub></b>
<b>Valeur</b>	1	0.809

$$T(x) = 18.033 \left( \frac{1 + 0.809}{2} \right) \times 6.1 = 99.496t$$

Cette valeur est multiplié par le coefficient dynamique  $\delta = 1,0782$ .

Le reste des résultats est résumé dans le tableau suivant :

<b>Section</b>	<b>0.0L</b>	<b>0.1L</b>	<b>0.2L</b>	<b>0.3L</b>	<b>0.4L</b>	<b>0.5L</b>	
<b>X(m)</b>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	
<b>Non corrigé</b>	99.496	93.996	88.496	82.995	77.495	71.995	
<b><math>\delta</math></b>	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782	1.0782	
<b>T(t)</b>	<b>Iconvoi</b>	107.270	101.346	95.416	89.485	83.555	77.625

**Tableau IV.22 : Effort tranchant sous la surcharge Mc<sub>120</sub>.**

### 7. effort tranchant engendré par la surcharge D<sub>240</sub> :

De même que le convoi Mc120, le convoi D240 ne tolère qu'un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée, donc la charge revenante à la chaussée est :  $q = 240$  t.

$$T_{Max} = q\Omega_{Max} \quad ; \quad \Omega_{Max} = (Y_1 + Y_2) \frac{L_c}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = \frac{240}{18.6} = 12.903t/ml \\ L_c = 18.6m \end{array} \right.$$

Les résultats des différentes sections sont résumés dans le tableau suivant :

<b>Section</b>	<b>0.0L</b>	<b>0.1L</b>	<b>0.2L</b>	<b>0.3L</b>	<b>0.4L</b>	<b>0.5L</b>	
<b>X(m)</b>	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	
<b>T(t)</b>	<b>Iconvoi</b>	170.247	158.241	146.247	134.247	122.247	119.998

**Tableau IV.23 : Effort tranchant sous la surcharge D<sub>240</sub>.**

Le tableau qui suit regroupe l'ensemble des sollicitations maximales calculées sous les différents chargements et pour les différentes sections:

Type de charge	N <sup>br</sup> de voies	effort	Sections					
			0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
<b>G</b>	/	M (t.m)	0	944.571	1679.237	2203.999	2518.856	2623.808
		T(t)	327.976	262.380	196.786	131.190	65.595	0
<b>A(l)</b>	1 voie	M (t.m)	0	169.049	300.532	394.447	450.797	469.581
		T(t)	58.698	47.545	37.566	28.762	21.131	14.674
	2voies	M (t.m)	0	338.0981	601.0634	788.895	901.595	939.162
		T(t)	117.396	95.090	75.132	57.524	42.262	29.348
<b>trottoir</b>	1 trottoir	M (t.m)	0	5.322	9.462	12.418	14.193	14.784
		T(t)	1.847	1.496	1.182	0.905	0.398	0.028
	2 trottoirs	M (t.m)	0	10.6445	18.923	24.837	28.385	29.568
		T(t)	3.964	2.992	2.364	1.810	0.796	0.056
<b>Bc</b>	1 convoi	M (t.m)	0	159.977	299.476	373.046	420.992	442.432
		T(t)	46.985	39.916	34.069	28.232	22.375	16.735
	2 convois	M (t.m)	0	293.294	549.04	683.918	771.82	811.124
		T(t)	93.969	79.833	68.138	56.464	44.749	33.471
<b>Bt</b>	1 tendem	M (t.m)	0	96.12	170,367	222,742	253,244	261,874
		T(t)	33.463	31.755	30.046	28.271	26.627	24.917
	2 tendems	M (t.m)	0	192,24	340,734	445,484	506,488	523,747
		T(t)	67.836	61.260	53.976	47.054	40.116	33.186
<b>MC120</b>	/	M (t.m)	0	308.964	549.269	720.916	823.903	858.233
		T(t)	107.270	101.346	95.416	89.485	83.555	77.625
<b>D240</b>	/	M (t.m)	0	490.18	871.59	1143.97	1307.49	1361.91
		T(t)	170.247	158.241	146.247	134.247	122.247	119.998

**Tableau IV.24** : Tableau résumant les efforts internes le long de la travée.

Les sollicitations dues aux charges et surcharges à mi-travée revenant à chaque poutre sont regroupés dans le tableau suivant :

<b>Charges et surcharges</b>		<b><math>T(t)</math></b>	<b><math>T(t)/poutre</math></b>	<b><math>M (t.m)</math></b>	<b><math>M (t.m)/poutre</math></b>
<b>G</b>	/	0	0	2623.808	374.829
<b>A(l)</b>	1Voie	14.674	2.0962	469.581	67.083
	2Voies	29.348	4.1925	939.162	134.166
<b>Bc</b>	1convoi	16.735	2.3907	442.432	63.204
	2 convois	33.471	4.7815	811.124	115.875
<b>Bt</b>	1tendem	24.917	3.5535	261.874	37.410
	2tendems	33.186	4.7408	523.747	74.821
<b>MC120</b>	/	77.625	11.089	858.233	122.604
<b>D240</b>	/	119.998	17.142	1361.91	194.558
<b>trottoir</b>	1trottoir	0.028	0.004	14.784	2.112
	2trottoirs	0.056	0.008	29.568	4.224

**Tableau IV.25 :** Tableau résumant les efforts internes le long d'une poutre.

# Chapitre V

*Répartition  
transversale des  
efforts*

### ***I. Répartition transversale des efforts :***

Après avoir calculé les efforts longitudinaux les plus défavorables dans les différentes sections, on procédera à une répartition transversale afin de déterminer la poutre la plus sollicitée.

Nous disposons de deux méthodes de calcul, à savoir:

- ***La méthode manuelle :*** Peut se faire par :
  - La méthode de "GUYON-MASSONNET" : si  $r > 0.3$
  - La méthode de "COURBON": si  $r < 0.3$
- ***La méthode numérique « robot Millenium » :***

Pour notre projet nous allons utiliser la méthode numérique.

#### ***1. Présentation du logiciel :***

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de codes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés. Autodesk Robot Structural Analysis Professional offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif plus fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires Autodesk.

#### ***2. Définition des charges :***

D'après le « fascicule N°61 titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont :

##### ***a. Les charges permanentes :***

- Poids propre : est pris automatiquement par le logiciel.
- Revêtement et étanchéité : constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec les densités suivantes :  $20\text{KN/m}^3$ ,  $22\text{KN/m}^3$

Une largeur roulable  $L_r=1\text{m}$ .

$$P_{rev} = (0.01 \times 1 \times 2) + (0.07 \times 1 \times 2.2) = 0.174\text{t/ml}$$

- Trottoir et corniche :

$$P_{trott} = (2.5 \times 1 \times 0.188) = 0.47\text{t/ml}$$

$$P_{cor} = (2.5 \times 1 \times 0.2656) = 0.664\text{t/ml}$$

- Garde corps : selon le fascicule 61, titre II :  $P_{gc} = 0.1\text{t/ml}$
- Glissières de sécurité : leurs poids est de :  $P_{gs} = 0.06\text{t}$

##### ***b. Surcharges d'exploitation :***

Nous allons considérer les charges suivantes :

A(l), B<sub>c</sub>, Mc120, D240 ; car elles développent les effets les plus défavorables. On prend une largeur chargeable de 7m.

- *Système de charge A(l) :*

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} = 2.12\text{t/m}^2$$

- *Système de charge Bc :*

Les charges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1.08$  et un coefficient  $b_c = 1.1$ , ce qui nous donne charge ponctuelle de :

$$6 \times 1.188 = 7.128t$$

$$3 \times 1.188 = 3.564t$$

- *Charges militaires Mc120 :*

Représente une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1.078$  et vaut 9.72 t/m.

- *Charges exceptionnelles D240 :*

C'est un convoi qui a un poids de 240t réparti sur une surface de (18.6x3.2m<sup>2</sup>) ; ce qui signifie une charge de  $q = 4.03t/ml$ .

- *Charges sur trottoir :*

Elle prise égale à 0.45t/ml ; en flexion locale selon le fascicule 61 titre II.

D'où :  $S_t = 0.45 \times 1 = 0.45t/ml$

### 3. La modélisation :

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par sept appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.

On a modélisé suivant les étapes ci-après :

✓ *1<sup>ère</sup> étape :*

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.

✓ *2<sup>ème</sup> étape :*

La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

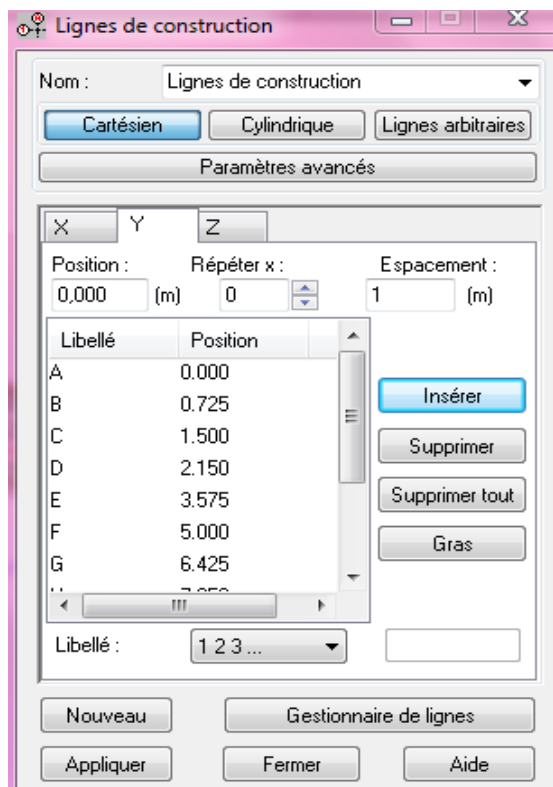


Figure V.1 : Définition des lignes de construction.

✓ 3<sup>ème</sup> étape :

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

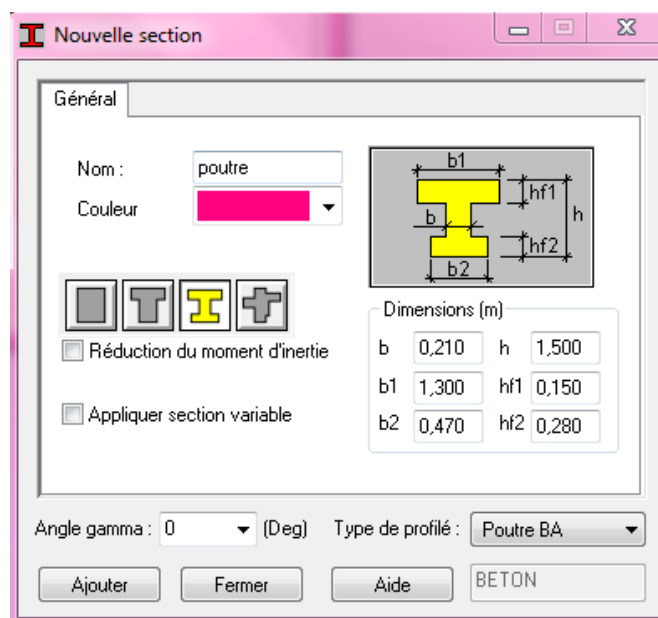


Figure V.2 : Définition de la section équivalente.

✓ 4<sup>ème</sup> étape :

La modélisation de la dalle.

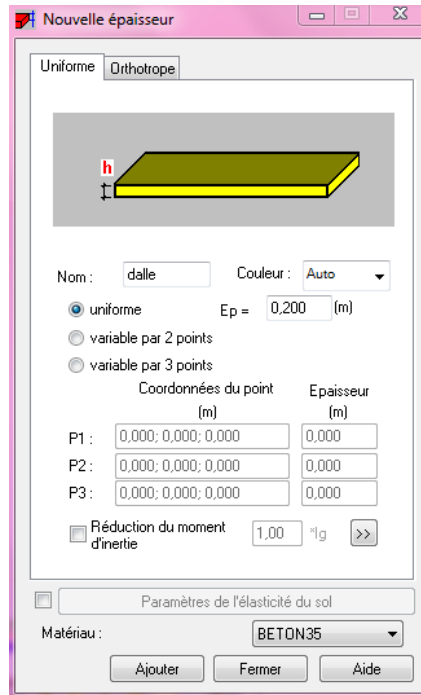


Figure V.3 : Modélisation de la dalle.

✓ 5<sup>ème</sup> étape :

Modélisation du tablier :

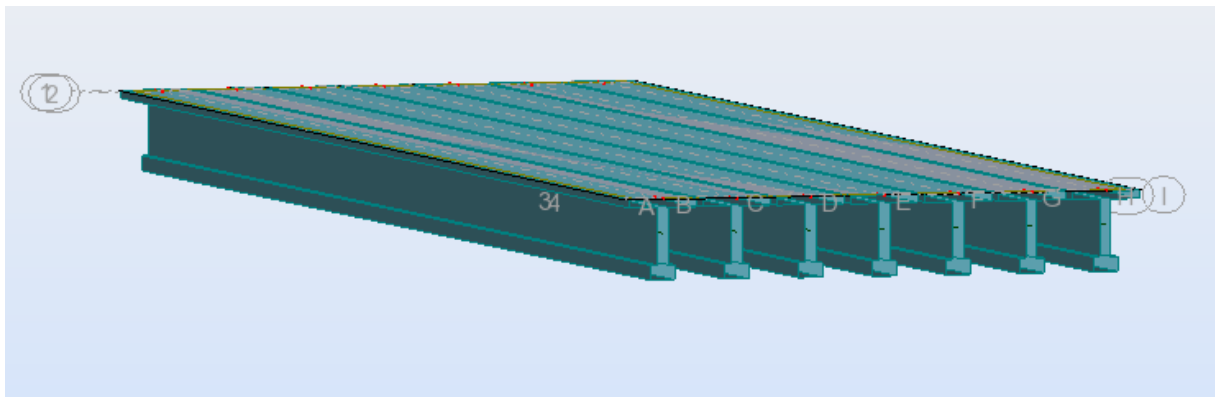


Figure V.4 : Modélisation du tablier.

- *Définition des appuis :*

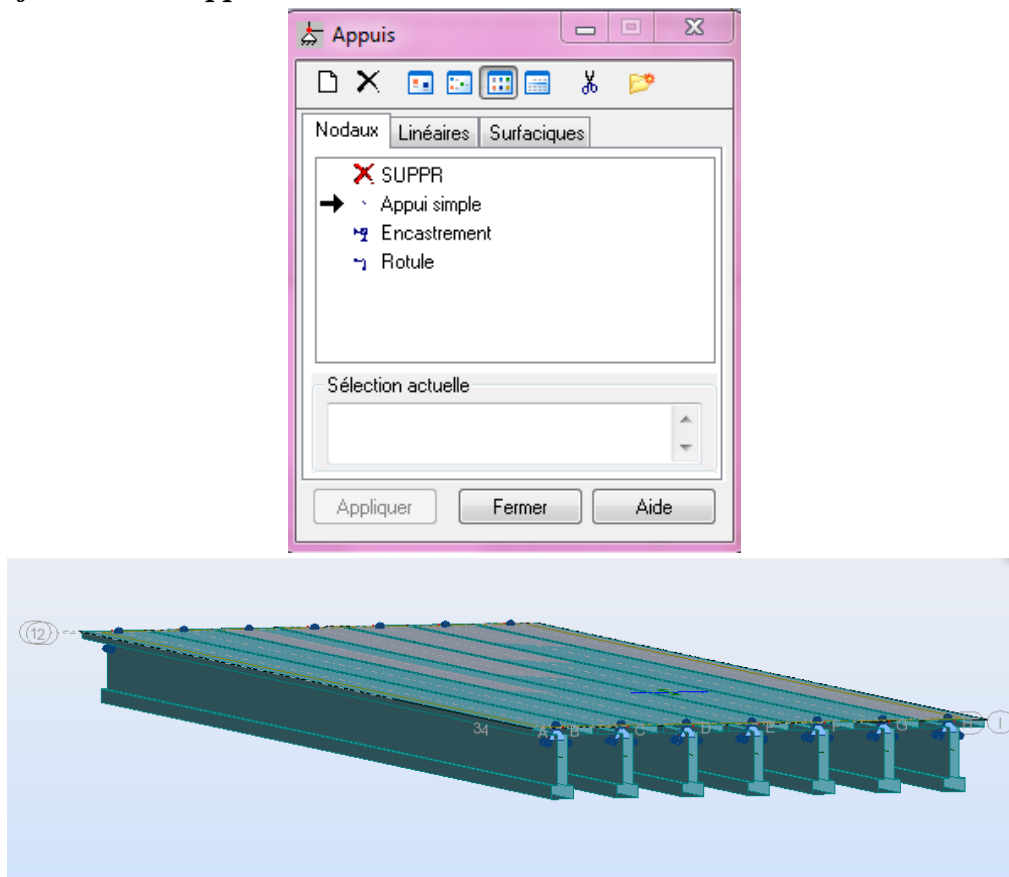


Figure V.5 : Définition des appuis.

✓ 6<sup>ème</sup> étape :

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

- *Les charges permanentes :* elles sont définies comme suit :

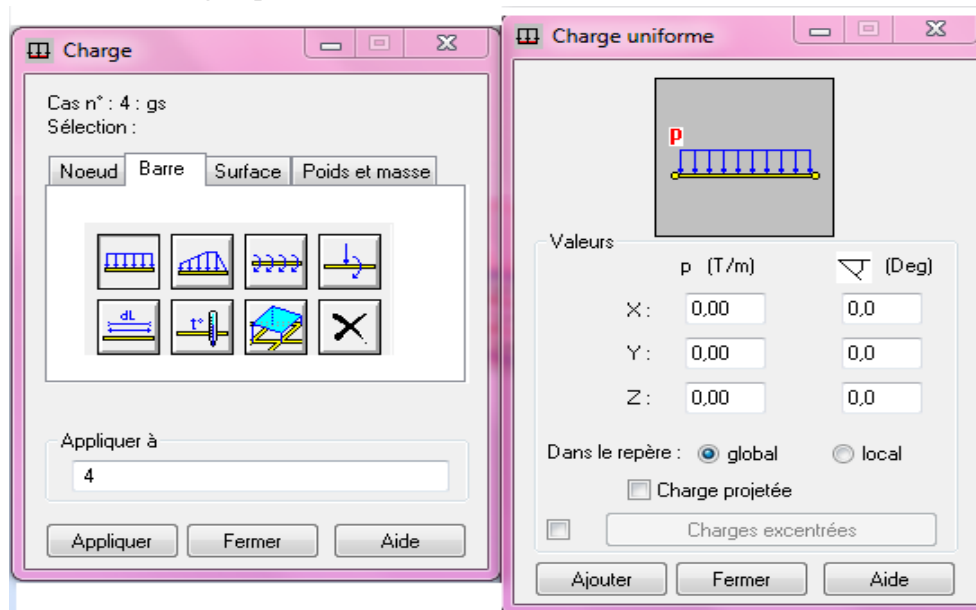
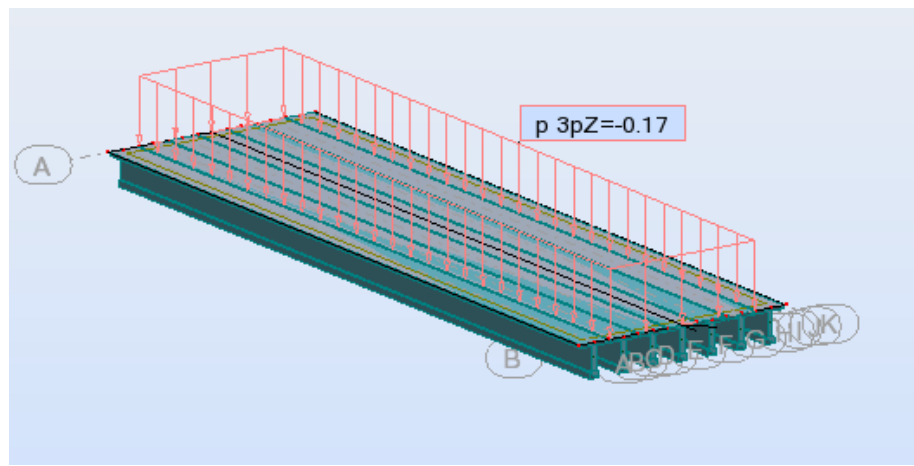


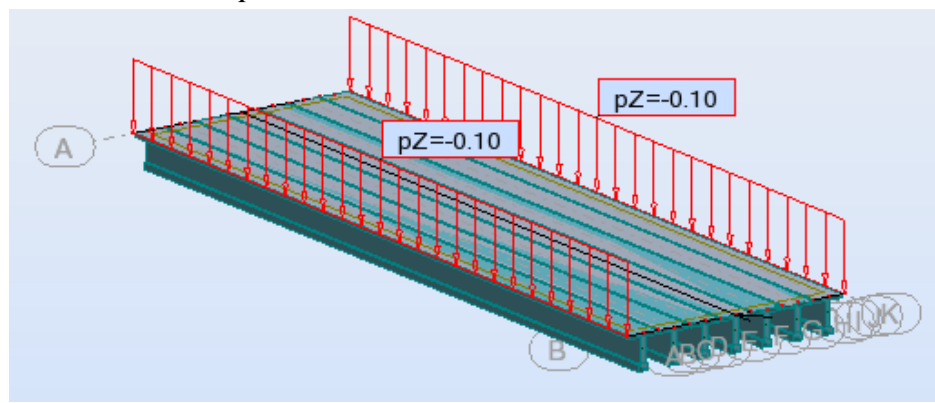
Figure V.6 : Définition et application des charges permanentes.

- *Poids propre du tablier* : est généré automatiquement par le logiciel.
- *Poids du revêtement* :



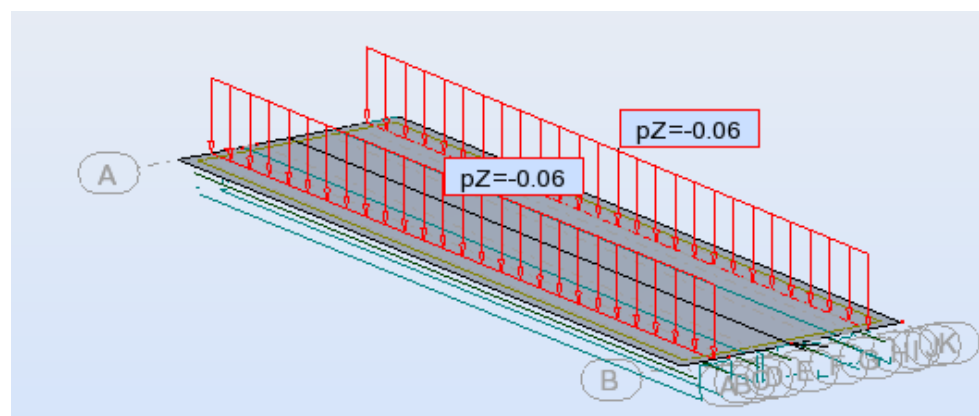
*Figure V.7 : chargement sous le poids du revêtement.*

- *Garde corps* :



*Figure V.8 : chargement sous le poids du garde corps.*

- *Glissières de sécurités* :



*Figure V.9 : chargement sous le poids des glissières de sécurités.*

- Trottoirs :

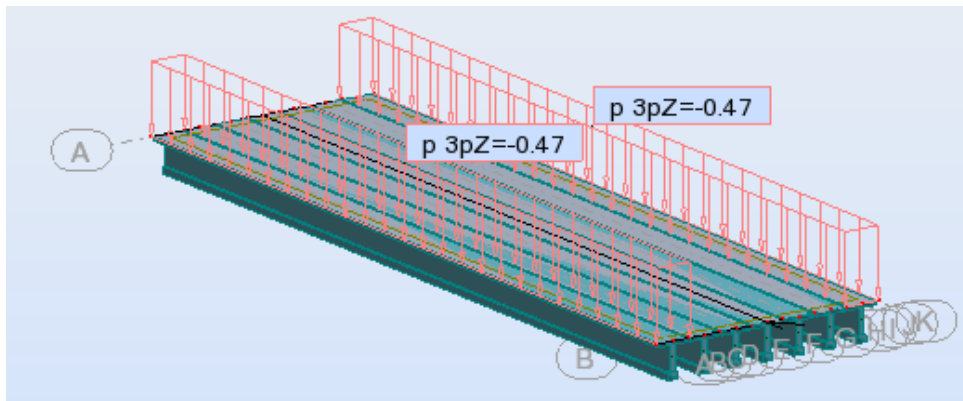


Figure V.10 : chargement sous le poids des trottoirs.

- Surcharges sur trottoir :

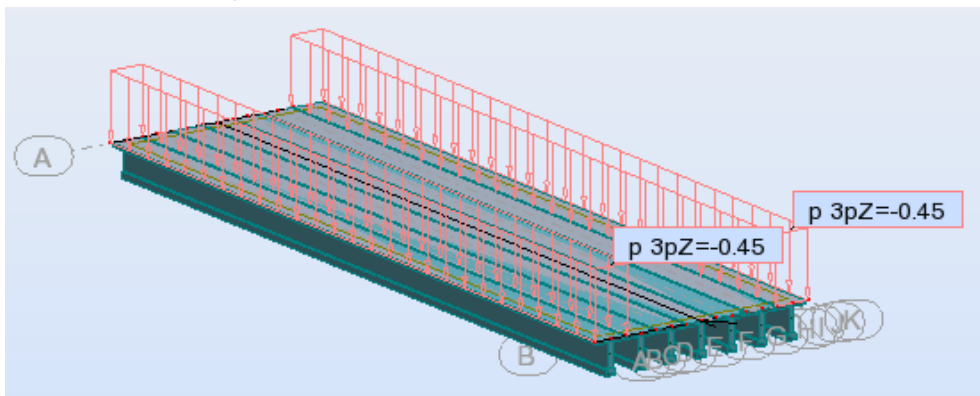


Figure V.11 : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.

- Les charges roulantes : qui sont définies comme suit :

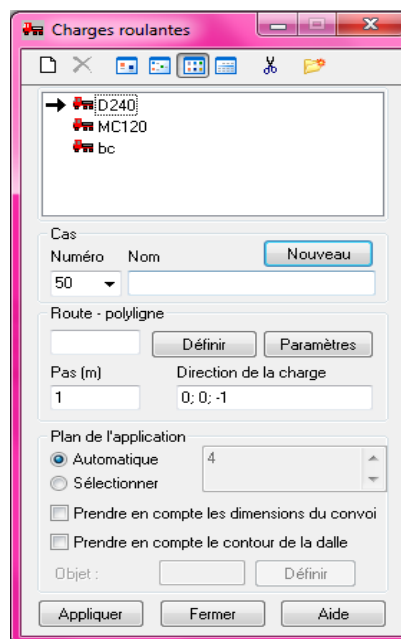


Figure V.12 : Définition des charges roulantes.

- *Système de charge A(l) :*

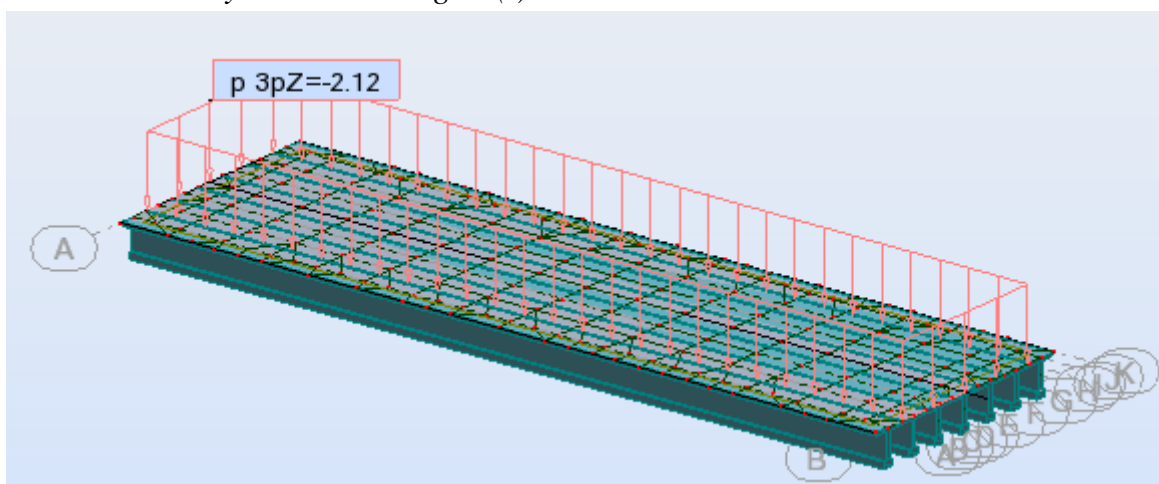


Figure V.13 : chargement sous le système A(l).

- *Système de charge Bc :*

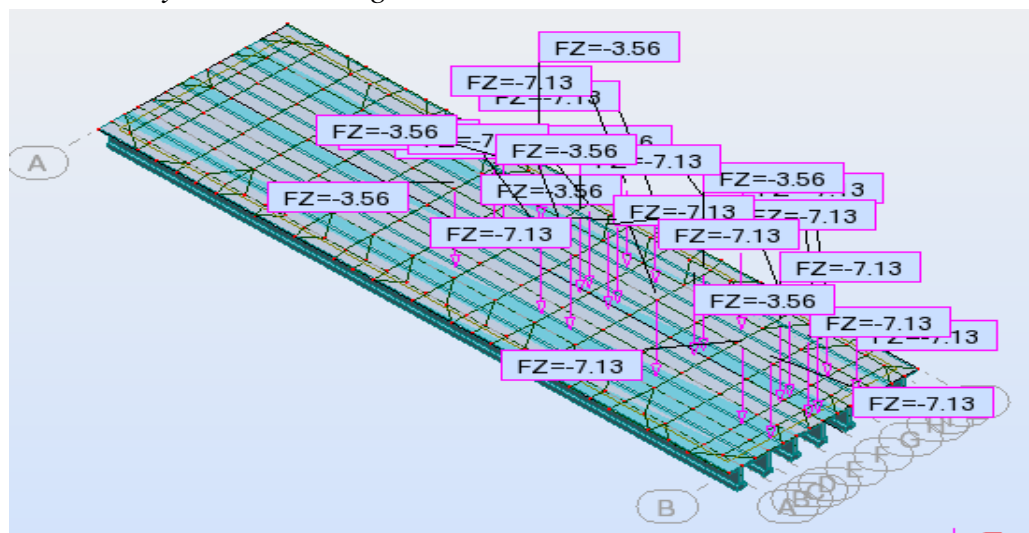


Figure V.14 : chargement sous le système Bc.

- *Système de charge Mc120 :*

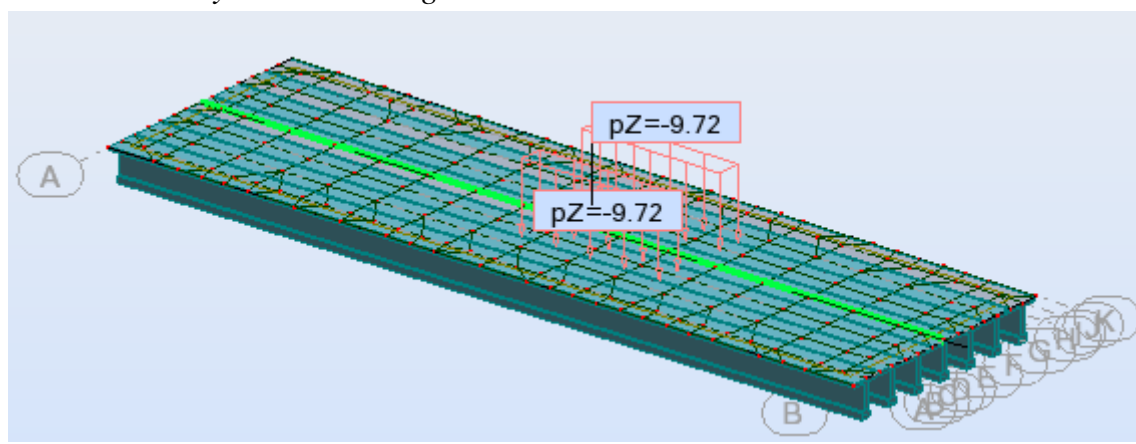
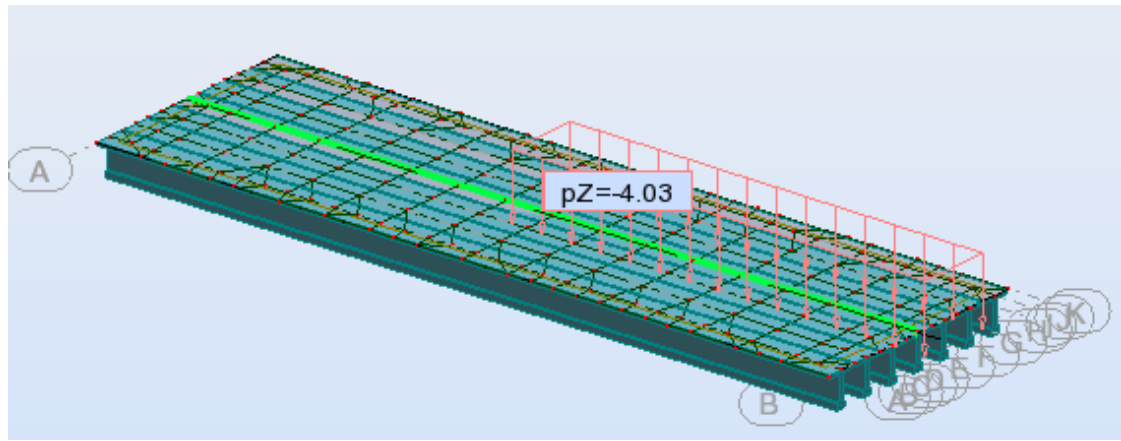


Figure V.15 : chargement sous le système Mc120.

- *Système de charge D240 :*



**Figure V.16 :** chargement sous le système D240.

✓ 6<sup>ème</sup> étape :

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A l'ELU	$1.35G+1.6 (A(l) +St)$	1
	$1.35G+1.6 (Bc +St)$	2
	$1.35G+1.35 Mc120$	3
	$1.35G+1.35 D240$	4
A l'ELS	$G+1.2 (A(l) +St)$	5
	$G+1.2 (Bc +St)$	6
	$G+Mc120$	7
	$G+D240$	8

**Tableau V.1 :** Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.

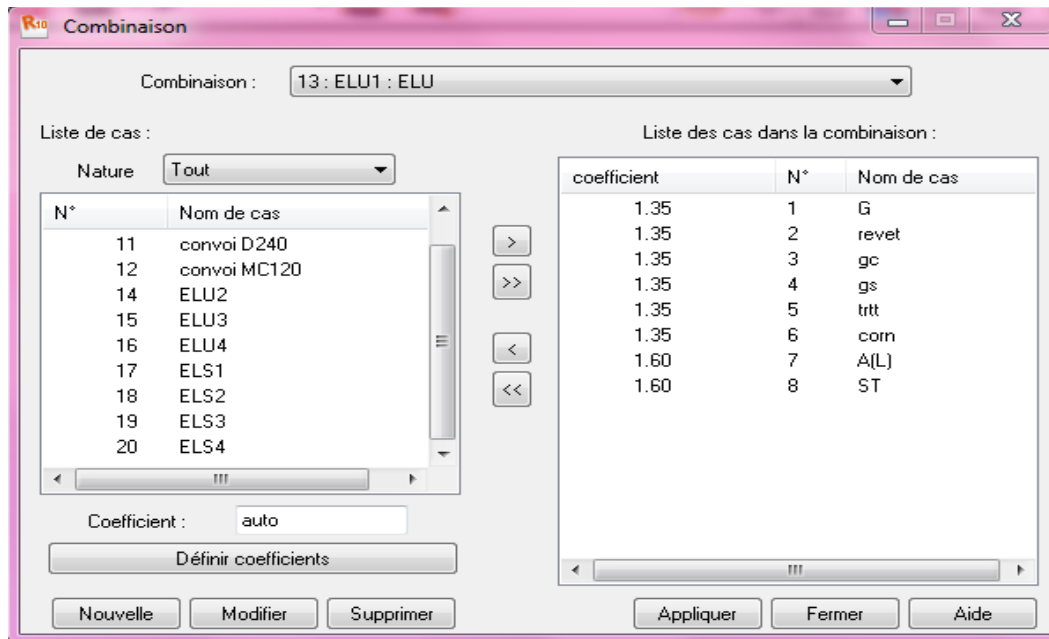


Figure V.17 : Définition des combinaisons d'action.

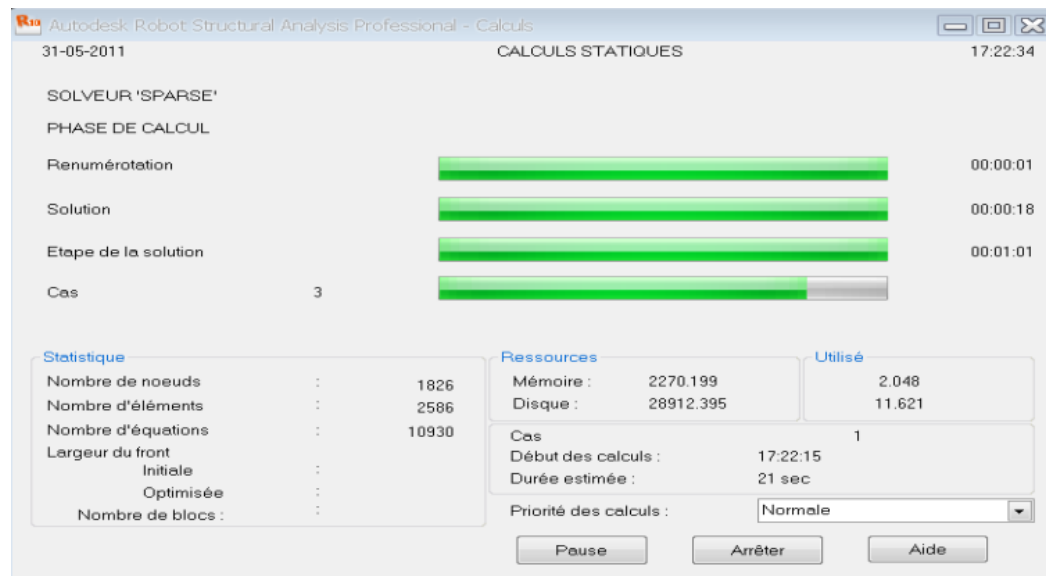


Figure V.18 : Lancement du calcul.

✓ 6<sup>ème</sup> étape : Affichage des résultats :

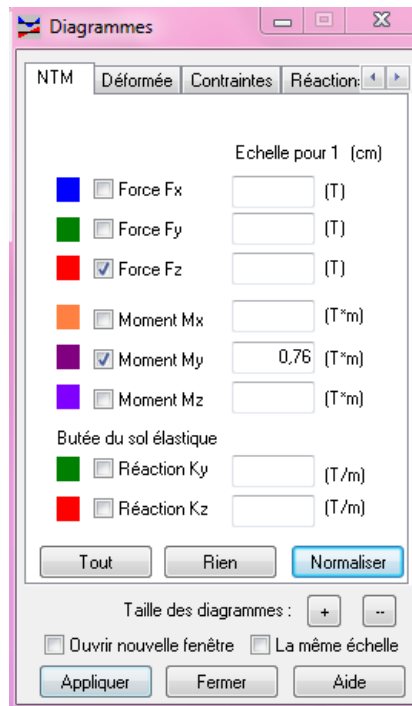


Figure V.19 : Extraction des résultats.

Les différents résultats sont donnés sous forme de diagramme :

- **Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU :**

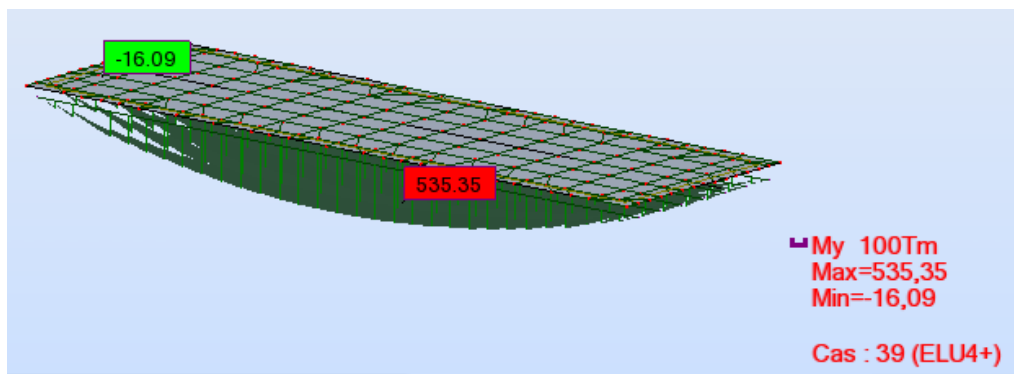


Figure V.20: Diagramme du  $M^l$  à l'ELU.

- *Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :*

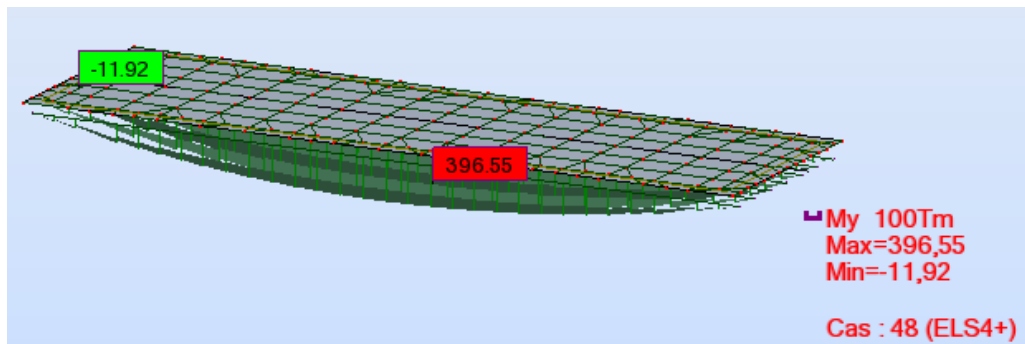


Figure V.21: Diagramme du  $M'$  à l'ELS.

- *Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU :*

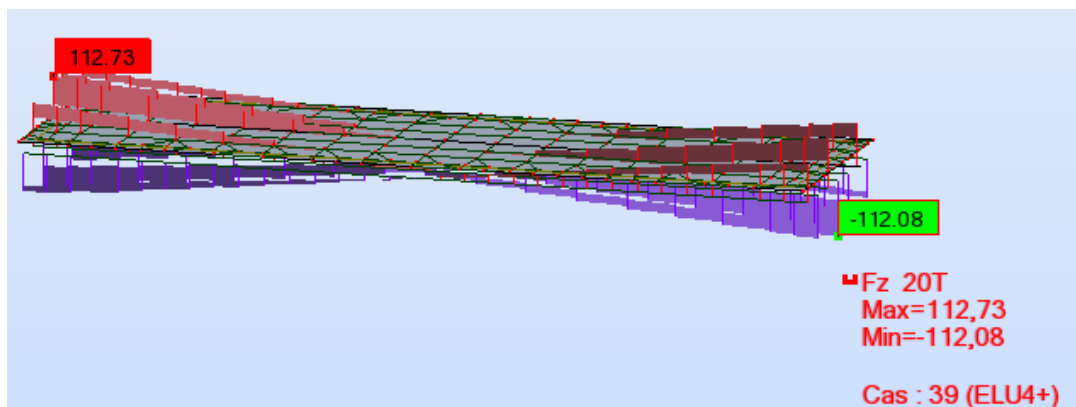


Figure V.22: Diagramme de  $T$  à l'ELU.

- *Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :*

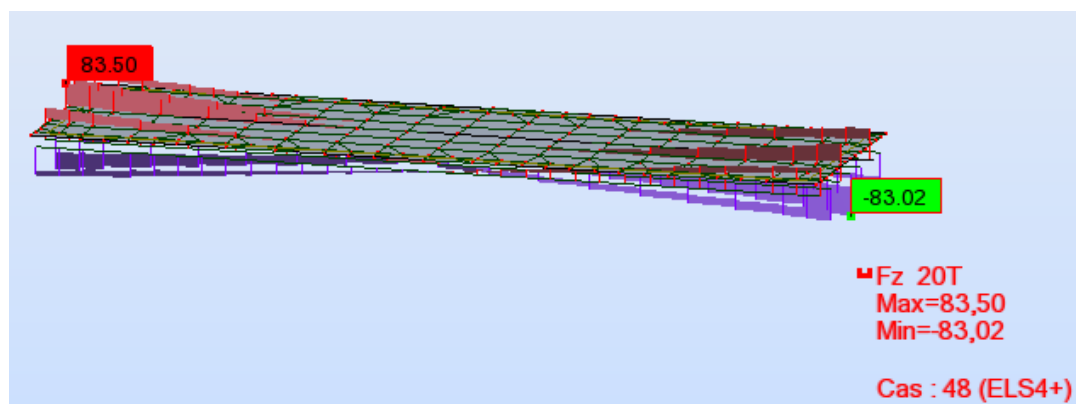


Figure V.23: Diagramme de  $T$  à l'ELS.

D'où :

Les efforts maximum sont donnés par la combinaison :  $1.35G+1.35D_{240}$

Etat	Effort interne	M (t.m)	T (t)
	ELU	535.35	112.73
	ELS	396.55	83.50

*Tableau V.2 : Efforts internes maximum dans les poutres.*

## II. Etude du platelage :

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 à transmettre ces derniers aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

### 1. Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale 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:

$$1,35 (G + D_{240})$$

$$\text{Le moment maximal positif: } M_{ELU} = 5.693 MN.m$$

$$\text{Le moment maximal négatif: } M_{ELU} = 2.195 MN.m$$

Le ferrailage se fait par le logiciel SOCOTEC :

$$A_{sup} = 1.86 cm^2$$

$$A_{inf} = 10.37 cm^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,17 \times \frac{3}{400} = 2,93 cm^2$$

$$\text{Condition non vérifiée ; donc on prend } A_{sup} = 2,93 cm^2$$

D'où :

$$\text{Nappe supérieure: 4HA10 pour } A_s = 3,14 cm^2$$

$$\text{Nappe inférieure: 8HA14 pour } A_s = 12,31 cm^2$$

### 2. Etude de la flexion transversale :

On aura à 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 la combinaison:

$$1,35 (G + D_{240})$$

Le moment maximal positif:  $M_{ELU} = 11.18MN.m$

Le moment maximal négatif:  $M_{ELU} = 9.13MN.m$

Le ferrailage se fait par le logiciel SOCOTEC :

$$A_{sup} = 5.29 cm^2$$

$$A_{inf} = 34.36cm^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.17 \times \frac{3}{400} = 2.93 cm^2$$

Condition vérifiée.

D'où :

Nappe inférieure: Soit 6HA12 pour  $A_s = 6,78 cm^2$

Nappe supérieure: Soit 8HA25 pour  $A_s = 39,26cm^2$

### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les résultats obtenus par le logiciel **Robot Millennium** ; L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison :

$$1,35(G + D_{240})$$

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_z} \leq \bar{\tau}_b$$

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement du béton.

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte de cisaillement admissible du béton.

$$\bar{\tau}_b = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(4MPa; 4MPa) = 4 MPa$$

$$V_U = 60.43 t$$

$$b = 1m$$

$$h = 0.20m$$

$$Z = 0,9 \times h = 0.18m$$

$$\tau_b = \frac{60.43}{1 \times 0,18} = 3.35MPa \leq \bar{\tau}_b = 4MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

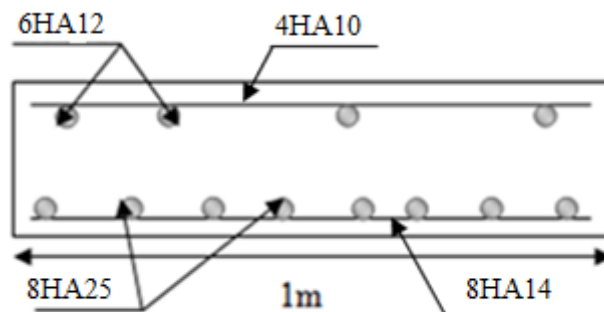


Figure V.24 : Ferrailage de la dalle.

# Chapitre VI

*Etude des entretoises  
d'about*

Les appareils d'appui doivent être changés si leur état s'est dégradé ou leur fonction n'est pas bien remplie ; pour ce la on utilise des vérins placés symétriquement, entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier, pour pouvoir soulever ce dernier. Leur nombre est en fonction de la charge à soulever et la largeur du tablier. L'entretoise d'about doit être vérifiée sous le cas de charge correspondant au soulèvement. Leur présence sert à éviter les écartements des poutres et augmenter la rigidité du tablier.

### I. Schéma statique de l'entretoise d'about :

Les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier par l'intermédiaire des entretoises ; Lors du remplacement des appareils d'appuis.

Il sera toujours préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.

On adopte le schéma statique suivant :

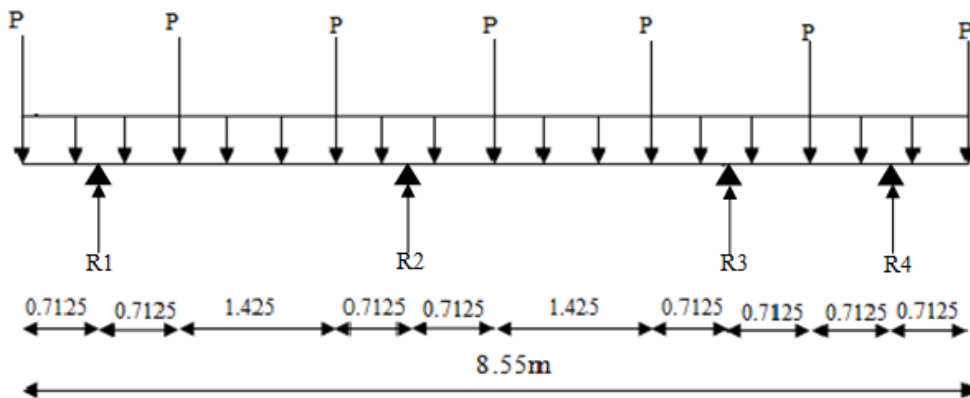


Figure VI.1 : Schéma statique de l'entretoise d'about.

### II. Calcul des sollicitations :

✓ Charge uniformément répartie :

$$P = \frac{G_{ent}}{2} = \frac{6.5745}{2} = 3.2872t$$

$$g'_{ent} = \frac{3.2872}{8.55} = 0.3845t/ml$$

✓ Charge concentrée :

$$P_g = \frac{(P_T - P_{ent})}{2} = \frac{(655.9516 - 6.5745)}{2} = 324.688t$$

$$P_g = \frac{324.688}{7} = 46.384t$$

Avec :

Nombre de poutre :  $n=7$ .

Largeur totale l'entretoise :  $l_{ent} = 6 \times 1.425 = 8.55m$ .

Poids total de tablier :  $P_T = 655,9516 \text{ t}$ .

Poids des entretoises :  $P_{ent} = 6,5745 \text{ t}$ .

Le calcul d'une poutre droite sollicitée en flexion simple donne les résultats suivants :

$R_1 = R_4 = 99,76 \text{ t}$ .

$R_2 = R_3 = 64,23 \text{ t}$ .

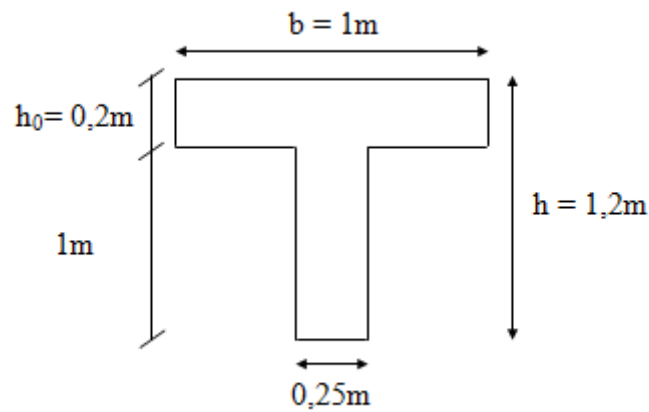
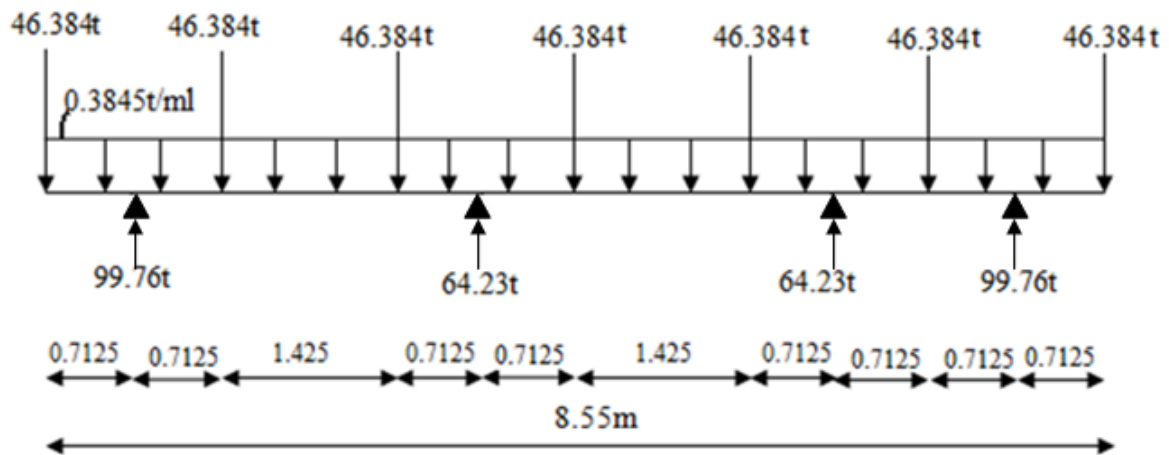


Figure VI.2 : Section de l'entretoise d'about.

Les diagrammes de  $M(x)$  et  $T(x)$  à l'ELS et à l'ELU sont représentés par les figures suivantes :



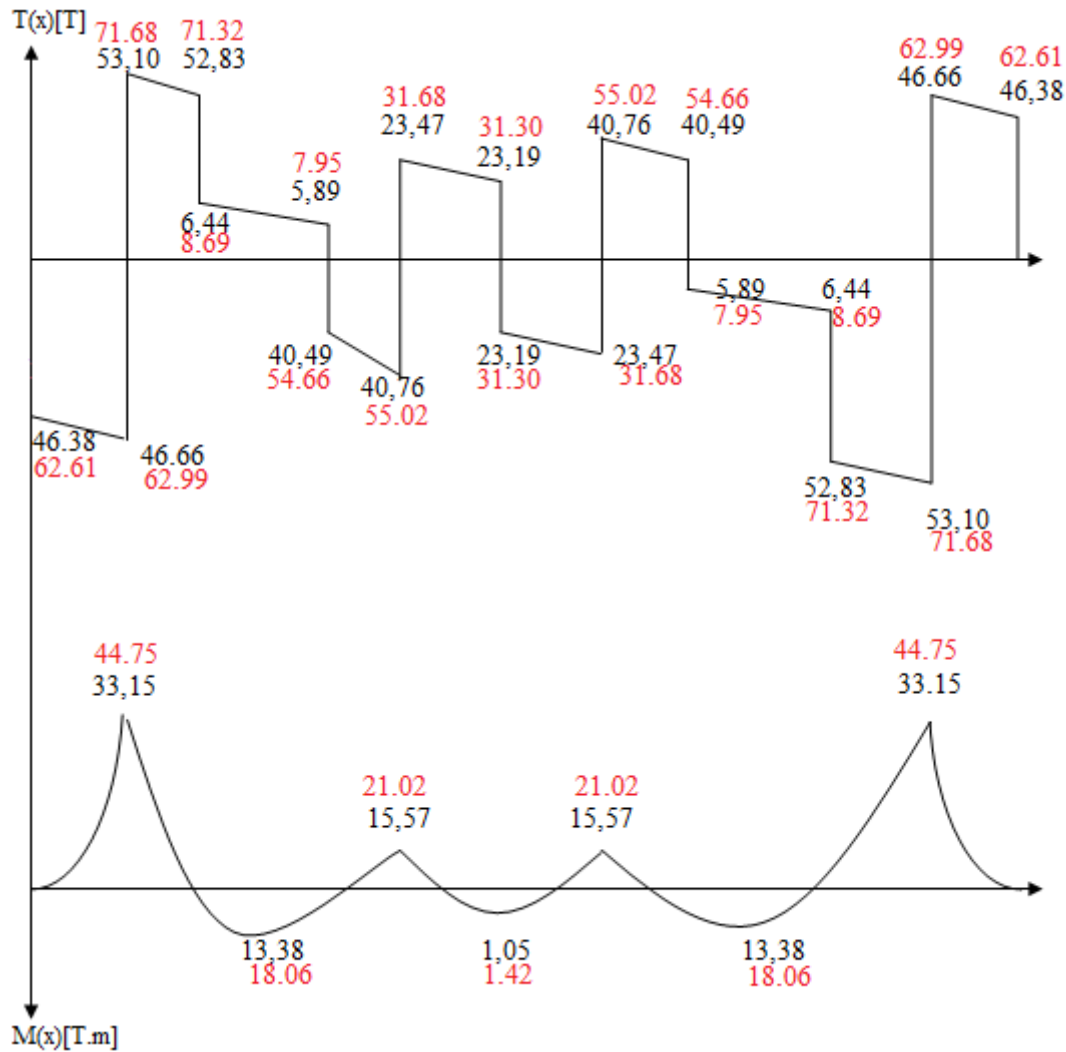


Figure VI.3 : Diagrammes des efforts.

### III. Ferrailage de l'entretoise d'about :

#### 1. Ferrailage longitudinale :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

- $M_{max}^+ = 13,38$  t.m.
- $M_{max}^- = 33,15$  t.m.

Données:

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3 \text{ MPa}; \text{FeE400.}$$

$$d = 0.95h = 1,15 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 240.99 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\eta: \text{coefficient de fissuration} = 1.6 \text{ pour HA.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1 \times 1.5} = 22.666\text{MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 24\text{MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\text{MPa.}$$

**Exemple de calcul :**

A l'appui :

➤ ELU :

$$M_u = 0.4475\text{MN.m}$$

$$b = 0.25\text{m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0687 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.089.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.109\text{m.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \overline{\sigma}_{su}} = 11.60\text{cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{cnf} = 4.96\text{cm}^2.$$

➤ ELS :

$$M_{ser} = 0.3315\text{MN.m}$$

$$b = 1\text{m.}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{\overline{\sigma}_s + 15\overline{\sigma}_{bc}} = 0.599$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right) = 0.239$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 1.896\text{MN.m} > M_{ser} \rightarrow A_{ser} = 0$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right) = 0.9204\text{m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s} = 14.94\text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{cnf} = 4.96\text{cm}^2.$$

Le résultat des calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>ELU</i>	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>	<i>ELS</i>	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>
<i>Mu(MN.m/ml)</i>	0.4475	0.1806	<i>Mser(MN.m/ml)</i>	0.3315	0.1338
<i>Section</i>	0.25x1.2	1x1.2	<i>Section</i>	0.25x1.2	1x1.2
$\mu_{bu}$	0.0687	0.0277	$\alpha_{rb}$	0.599	0.599
$\alpha$	0.0890	0.0351	<i>Mrb(MN.m/ml)</i>	1.896	7.584
<i>A'u (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	0	0	<i>A'ser (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	0	0
<i>Z (m)</i>	1.1090	1.1338	<i>Zr (m)</i>	0.9204	0.9204
<i>Au (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	11.60	4.58	<i>Aser (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	14.94	6.032
<i>A<sub>c.n.f</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	4.96	19.84	<i>A<sub>c.n.f</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</i>	4.96	19.84

**Tableau VI.1** : calcul des sections d'aciens.

Ferraillage final :

$$A_{\max}^+ = \max(A_u^+, A_{ser}^+, A_{\min}^+) = 19,84 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5T25 (24,54) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^- = \max(A_u^-, A_{ser}^-, A_{\min}^-) = 14,94 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 10T14 (15,39) \text{ cm}^2$$

## 2. Ferraillage transversale :

➤ *Vérification du cisaillement :*

Il faut vérifié que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{(1.35 \times 53.10 \times 10^{-2})}{0.25 \times 1.15} = 2.493 \text{ MPa.}$$

$\tau_u$  : contrainte tangentiel.

$V_u$  : l'effort tranchant de la section à l'ELU.

$b_0$  : la largeur de l'ame.

$d$  : la position des aciers tendu.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 40}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2.493 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa. (condition vérifié)}$$

➤ *Armature d'âme :*

Le rapport de la section  $A_t$  sur l'espacement  $s_t$  des armatures transversales doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t f_e}{s_t b_0} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} K) \gamma_s}{0.9}$$

Avec :

$b_0$  : la largeur de l'âme.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité partiel sur les armatures ( $\gamma_s = 1.15$ ).

$K$  : coefficient ( $K = 1$  ; en flexion simple).

- *Diamètre des aciers transversaux :*

Il faut vérifié :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{1.4; 34.28; 25\} \leq 1.4 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 1 \text{ cm.}$

En pratique : T<sub>8</sub> ou T<sub>10</sub> .

On fixe :  $\phi_t = \phi_8$

Avec :

$\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales (14mm).

$h$  : hauteur de l'entretoise (120cm).

$b_0$  : largeur de l'âme (25cm).

Finalement :  $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$s_t \leq \frac{0.9A_t f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)\gamma_s}$$

$$s_t \leq \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{25(2.493 - 0.3 \times 3 \times 1)1.15} \leq 15.80 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 15 \text{ cm.}$

- *Pourcentage minimale :*

Il faut vérifié :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.25 \times 0.15} = 2.144 \text{ MPa} < 0.4 \text{ MPa. (condition vérifié)}$$

Et :

$$s_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$s_t \leq \min \{103.5; 40 \text{ cm}\}$$

$$s_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm. (condition vérifié)}$$

### 3. Vérification de l'appui :

- *Ancrage des armatures inférieures :*

$$A_{inf} \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$M_u$  : en valeur algébrique.

$$15.39 \text{ cm}^2 \geq \left( 0.7168 + \frac{(-0.4475)}{0.9 \times 1.15} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$15.39 \text{ cm}^2 \geq 8.177 \text{ cm}^2. \text{ (condition vérifié)}$$

➤ **Largeur de la bielle :**

Pour qu'il n'y ait pas d'écrasement de la bielle, il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{2V_u}{ab_0} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{1.4336}{0.25a} \leq 21.333 \rightarrow a \geq 0.268m$$

Soit :  $a = 25cm$

$$a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 103.5cm$$

Donc pas d'écrasement de la bielle.

**4. Vérification de la liaison table-nervure :**

$$\frac{A_{sup} + A_{inf}}{s_t} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{V_u b_1}{0.9bd}$$

Avec :

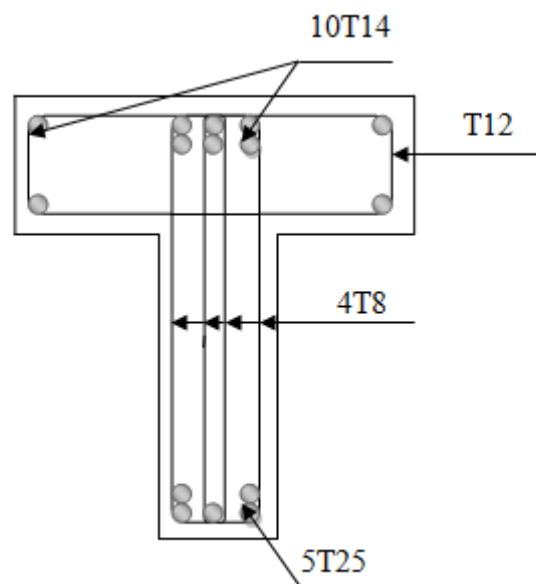
$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(1 - 0.25)}{2} = 0.375m$$

$$A_{sup} + A_{inf} = 2T12 = 2.26cm^2$$

$$0.5240MN/m \geq 0.2597MN/m$$

Donc : la liaison table - nervure est assurée.

Le ferrailage final est représenté dans la figure suivante :



**Figure VI.4 :** Ferrailage de l'entretoise d'about.

# Chapitre VII

*Etude de la  
précontrainte et des  
pertes de tension*

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

---

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, qui consiste à tendre les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier.

Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue essentiellement deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension : mise en tension de câbles après durcissement du béton.
- Précontrainte par pré-tension : mise en tension des aciers avant coulage du béton.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

### • *Précontrainte par poste tension :*

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles enfilés dans des gaines ou tubes placés dans le coffrage avant coulage du béton à l'aide de vérins prenant appuis sur ce dernier. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'encrage, à travers lequel on injecte un coulis de mortier afin de protéger les câbles contre la corrosion et d'assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

### *I. Calcul de la précontrainte :*

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse ; qui est la section a mi-travée.

La valeur minimale de la précontrainte est donnée par l'expression suivante:

$$P_{min} = \sup(P_I; P_{II}).$$

Avec :

$P_I$  : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

$P_{II}$  : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur-critique.

$$P_I = \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho h} + \frac{S}{h} (\bar{\sigma}_{ti} V + \bar{\sigma}_{ts} V')$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho S V \bar{\sigma}_{ti}}{\rho V + V' - d'}$$

Où :

$V$  et  $V'$  : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.

$\rho$  : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I}{S V V'}$$

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$S$  : l'aire de la section.

$M_{max}$  : Le moment fléchissant maximum agissant sur la section sous G et D<sub>240</sub> à L'ELS.

$$M_{max} = 396.55 t.m.$$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$M_{min}$  : Le moment fléchissant minimum agissant sur la section sous G à L'ELS.

$$M_{min} = 188.23t.m.$$

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane brute (poutre + dalle) :

$$B_{net} = 0.95B_{brute}.$$

$$I_{net} = 0.90I_{brute}.$$

	$B (cm^2)$	$I_G (cm^4)$	$\rho(\%)$	$V'$	$V$
<b>Poutre +hourdis (brute)</b>	<b>7958</b>	<b>123004563.9</b>	46.99	111.29	58.71
<b>Poutre +hourdis (nette)</b>	7560.1	22883488.43	45.14	107.8	62.2

**Tableau VII.1** : Caractéristiques géométriques de la section nette.

$\bar{\sigma}_{ti}$  : Contrainte admissible de traction du béton

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -3MPa \text{ (Dans la section d'enrobage)}$$

$\bar{\sigma}_{ts}$  : Contrainte admissible de traction du béton

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.5MPa \text{ (Hors de la section d'enrobage)}$$

$d'$  : L'enrobage des armatures :

$$d' = h - 0.9h = 15cm. \quad (h = 150cm)$$

Donc :

$$P_I = \frac{2.08}{0.45 * 1.7} + \frac{0.756}{1.7} (1.7 \times (-3)) = 450.92KN$$

$$P_{II} = \frac{396.55 \times 1000 + 0.45 \times 7560.1 \times 62.2 \times -0.3}{0.45 \times 62.2 + 107.8 - 0.15} = 2757.41KN$$

$P_{II} > P_I \rightarrow P_{II} = 2757.41KN$  ; D'où : La section est sur critique.

$$P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = 2.75741MN$$

L'excentricité :

$$e = -(V' - d') = -92.8cm$$

- Tension à l'origine :

Dans le cas de post-tension,  $\sigma_{p0}$  prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 F_{prg}; 0.9F_{peg})$$

Avec :

$F_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie = 1800MPa.

$F_{peg}$  : Contrainte élastique garantie = 1500MPa.

$$\sigma_{p0} = \min(1440; 1350) = 1350MPa$$

- *Effort à l'origine :*

$$P_0 = A_p \sigma_{P_0}$$

Avec :

$$A_p = 12T15 = 12 \times 150 = 1800 \text{mm}^2$$

$$P_0 = 1800 \times 10^{-6} \times 1350 = 2.43 \text{MN}$$

### II. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

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

$$P_{min} = 0.68P_0 \rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{2.75741}{0.68} = 4.055 \text{MN}$$

$$n \geq \frac{P}{0.68P_0} = \frac{4.055}{2.43 * 0.68} = 2.45$$

On prendra  $n = 3$  câbles 12T15

D'où :  $P_{min} = 3 \times 2.43 = 7.29 \text{MN}$

### III. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les équations suivantes :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{min}V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{min}V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{max}V}{I} \geq \overline{\sigma}_{cs}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{max}V'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{cs}$  et  $\overline{\sigma}_{ci}$  : Contraintes admissibles de compression sur la fibre supérieure et inférieures ;

$\overline{\sigma}_{ts}$  et  $\overline{\sigma}_{ti}$  : Contraintes admissibles de traction sur la fibre supérieure et inférieures.

- *Vérification des contraintes à la mise en tension :*

En construction, la mise en tension se fait au 14<sup>ème</sup> jours à 50%.

#### ➤ *Contrainte limite :*

En compression :

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} = 0.6 \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} = 0.6 \frac{14 \times 40}{4.73 + 0.83 \times 14} = 20.55 \text{MPa}$$

En traction :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5f_{t28} = -4.5MPa \text{ (Hors de la section d'enrobage).}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = -3MPa \text{ (Dans la section d'enrobage).}$$

Avec :

$$f_{c14} = \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} = \frac{14 \times 40}{4.73 + 0.83 \times 14} = 34.25MPa$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 0.6 + 0.06 \times 34.25 = 2.655MPa$$

A la mise en tension, on prend juste la section de la poutre seule, soumise à la précontrainte et comme chargements son poids propre. D'après **G. Dreux**:

$$P = 0,94 P_{min} = 0,94 \times 7.29 = 6.8526MN.$$

### 1. Vérification en fibre supérieure :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{min}V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3MPa$$

A la mise en tension, la poutre n'est soumise qu'à son poids propre :

$$M_{min} = M_g = g_{(poutre\ seul)} \frac{l^2}{8} = \left( \frac{10.4213}{7} \times \frac{32^2}{8} \right) 10^{-2} = 1.9055MN.m$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6852.6}{4852.6} + \frac{6852.6 \times (-66.46) \times 68.54}{12756199.7} + \frac{1905.5 \times 68.54 \times 10^2}{12756199.7}$$

$$\sigma_{ts} = -0.11MPa$$

$$\sigma_{ts} = -0.11MPa > -3MPa \rightarrow \text{(condition vérifié)}$$

### 2. Vérification en fibre inférieure :

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{min}V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.55MPa$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6852.6}{4852.6} - \frac{6852.6 \times (-66.46) \times 81.46}{12756199.7} - \frac{1.9055 \times 81.46}{12756199.7}$$

$$\sigma_{ci} = 31.04MPa.$$

$$\sigma_{ci} > \bar{\sigma}_{ci} \rightarrow \text{(condition non vérifié)}$$

donc on ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, nous sommes dans l'obligation de les tendre en deux familles.

### IV. Détermination du nombre de câble à l'about :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{min}V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.977MPa$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{min}V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.55MPa$$

Avec :

$$P = 0.94nP_0 = 0.94 \times 2.43n = 2.28n \text{ (n: nombre de câble)}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 2430n}{10149.8} + \frac{0.94 \times 2430n \times (-84.41) \times 70.59}{27440645.05} + \frac{1905.5 \times 70.59 \times 10^2}{27440645.05}$$

$$\sigma_{ts} = -3.45n + 10.238 \geq -3.977\text{MPa} \rightarrow n \leq 4.113$$

$$\sigma_{ci} = \frac{0.94 \times 2430n}{10149.8} - \frac{0.94 \times 2430n \times (-84.41) \times 81.46}{27440645.05} - \frac{1905.5 \times 81.46 \times 10^2}{27440645.05}$$

$$\sigma_{ci} = 14.39n + 12.16 \leq 20.51\text{MPa} \rightarrow n \geq 2.27$$

Donc on trouve 2 câbles à l'about.

### **Conclusion :**

La mise en tension se fera en deux familles :

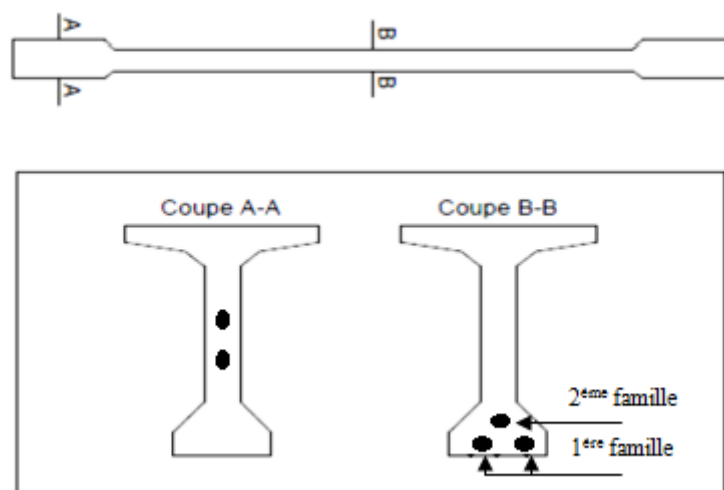
- 1<sup>ère</sup> famille : 2 câbles à l'about ;
- 2<sup>ème</sup> famille : 1 câble à l'extrados.

### **V. Tracé des câbles :**

#### **1. Disposition constructive des câbles :**

Il faut respecter les conditions suivantes :

- La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 = \text{constante}$  ;
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (parallèle à l'axe longitudinal) est faible ;
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré.



*Figure VII.1 : Disposition des câbles.*

#### **• Câble à l'about :**

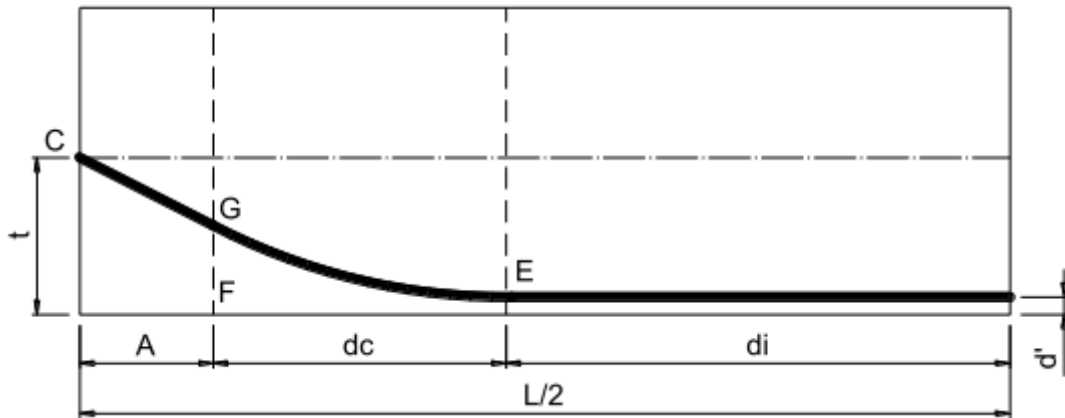


Figure VII.2 : Tracé d'un câble.

Avec :

E : point du début de relevage ;

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

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = ax^2$  ;

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

La perte du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de  $y = ax^2$  pour  $x = dc$ .

Donc :  $f'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = tg\alpha \rightarrow a = \frac{tg\alpha}{2dc}$

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

$$A = GC \cdot \cos\alpha \rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \rightarrow GC \cdot \sin\alpha = A \cdot tg\alpha$$

$$a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot tg\alpha \leftrightarrow \frac{tg\alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot tg\alpha$$

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

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

D'où :  $dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - d' - tg\alpha)$

• Câble émergeant (extrados) :

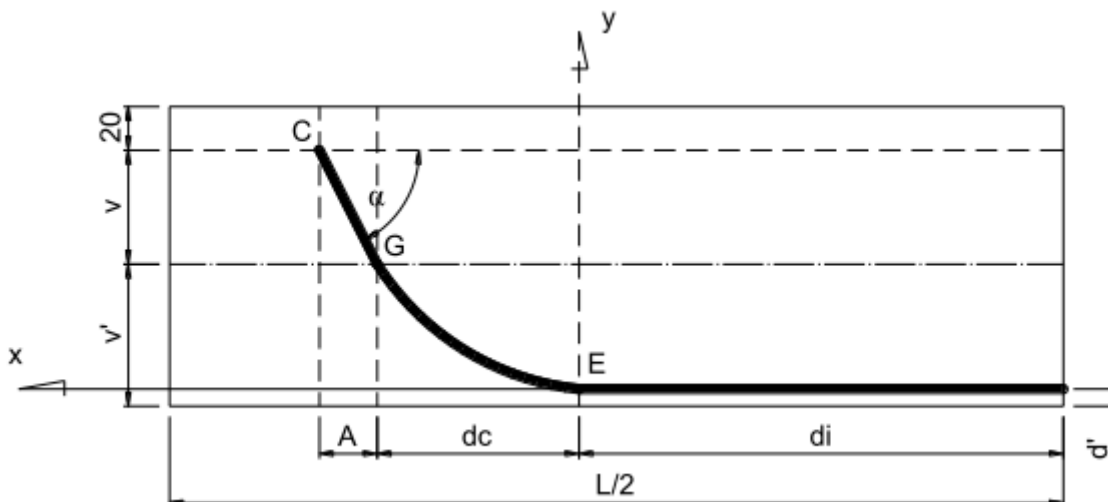


Figure VII.3 : Tracé du câble émergeant.

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = ax^2$

$$\text{Pour } x = dc ; y = a \cdot dc^2 \dots (1)$$

$$y = v' - d' \dots (2)$$

$$f'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = tg\alpha \rightarrow a = \frac{tg\alpha}{2dc} \dots (3)$$

$$(1) \rightarrow \alpha = \frac{y}{dc^2}, \text{ on l'injectant dans (3), on aura : } dc = \frac{2y}{tg\alpha} \dots (4)$$

$$\text{D'après (2) et (4) : } dc = \frac{2(v'-d')}{tg\alpha}$$

### 2. Application au projet :

#### • Câble d'about (aux appuis) :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,45m entre 2 plaques d'encrage successifs à l'about.

$$\sum M_{fib\ inf} = 0 \rightarrow 2PV' = P_1d_1 + P_2(d_1 + y)$$

$$P_1 = P_2 = P \text{ et } y = 45cm$$

$$d_1 = \frac{2V' - y}{2} = \frac{2 \times 0.8179 - 0.45}{2}$$

$$d_1 = 50cm$$

$$d_2 = d_1 + y$$

$$d_2 = 95cm.$$

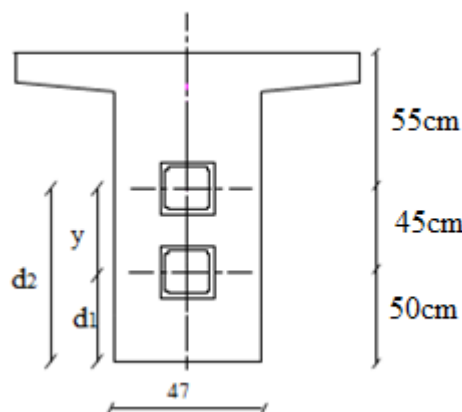


Figure VII.4 : Disposition des câbles de la section d'abouts.

On prend comme angle de relevage :  $\alpha_1 = 5^\circ$  ;  $\alpha_2 = 12^\circ$  ;  $\alpha_3 = 25^\circ$

#### Exemple de calcul :

##### ✓ Câble d'about :

Pour le premier câble :

$$dc = \frac{2}{tg\alpha} (t - d' - tg\alpha) = \frac{2}{tg(5)} (0.25 - 0.11 - tg(5)) = 1.20m$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2dc} = \frac{tg(5)}{2 \times 1.2} = 0.036$$

✓ **Câble émergeant (extrados) :**

$$dc = \frac{2(v' - d')}{tg\alpha} = \frac{2(1.1929 - 0.177)}{tg(25)} = 4.357m$$

$$a = \frac{tg\alpha}{2dc} = \frac{tg(25)}{2(3.56)} = 0.065$$

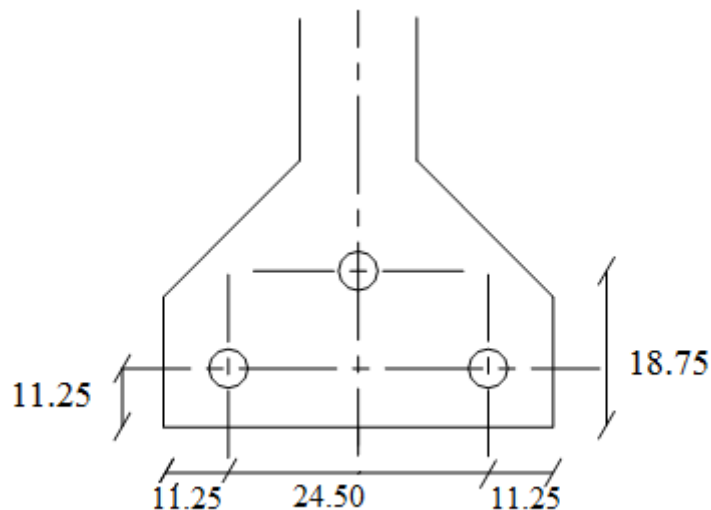
$$b = \frac{V}{tg\alpha} = \frac{0.6069}{tg(25)} = 1.30m$$

**a. Section médiane :**

En respectant la distance limite autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :

$$d_1 \geq 1.5\phi = 11.25cm$$

$$d_2 = d_1 + \phi = 18.75cm$$



**Figure VII.5 :** Disposition des câbles de la section médiane.

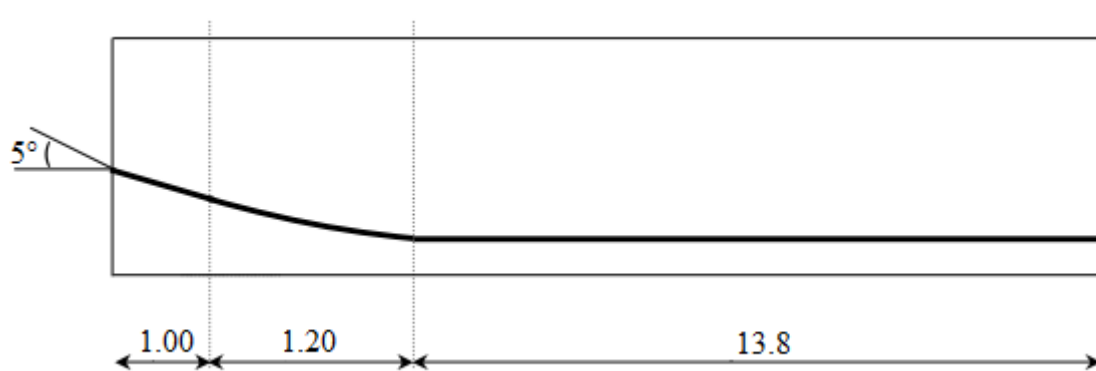
La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	<i>N° câble</i>	$\alpha(^{\circ})$	<i>Tga</i>	<i>t(m)</i>	<i>d'(m)</i>	<i>dc (m)</i>	<i>a</i>
<i>1<sup>ère</sup> famille</i>	1	5	0.0874	0.25	0.11	1.20	0.036
	2	12	0.2125	1.1	0.11	7.31	0.014
<i>2<sup>ème</sup> famille</i>	3	25	0.4663	1.50	0.177	3.65	0.065

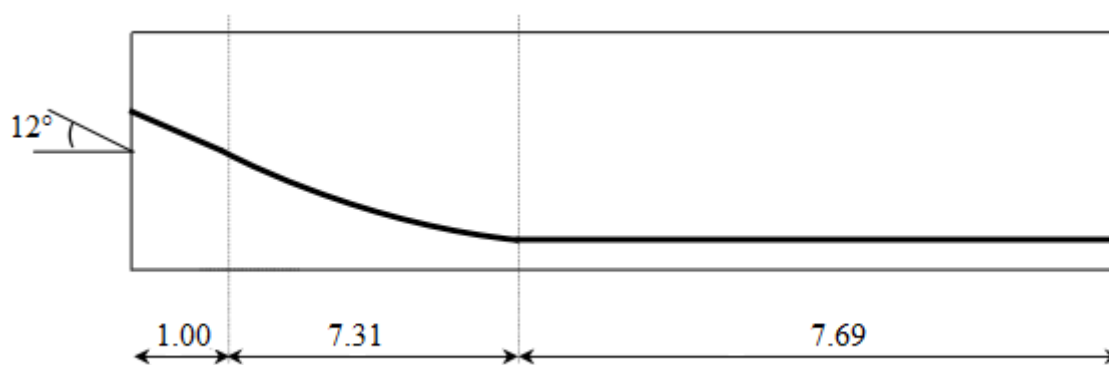
**Tableau VII.2 :** Paramètres de calcul de la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> famille de câbles.

- *Tracé des câbles :*

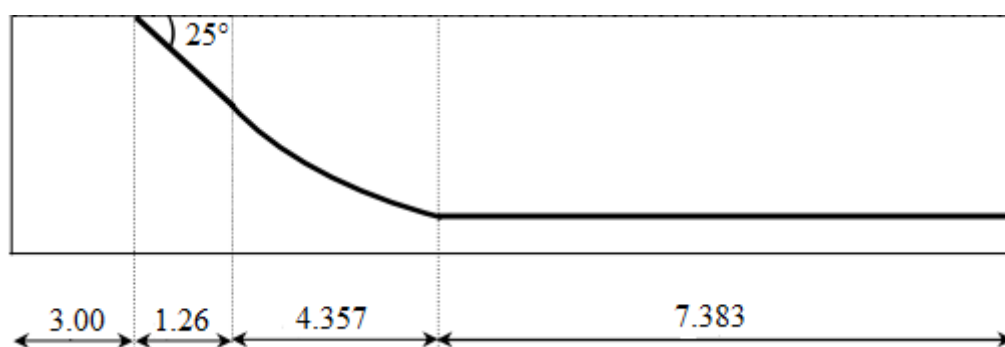
*Câble 1 :*



*Câble 2 :*



*Câble 3 :*



*Figure VII.6 : Tracé des câbles.*

- *Longueur totale du câble :*

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du tronçon rectiligne ;

$L_c$  : Longueur du tronçon parabolique ;

$L_d$  : Longueur du tronçon droit.

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

$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos \alpha} & \text{Pour les câbles de la 1}^{\text{ère}} \text{ famille} \\ \frac{A}{\cos \alpha} & \text{Pour les câbles de la 2}^{\text{ème}} \text{ famille} \end{cases}$$

$$L_d = d_i$$

### Exemple de calcul :

Pour le 1<sup>er</sup> câble :

$$L_c = \frac{1}{4(0.036)} \left[ \ln \left( 2(0.036)(1.20) + \sqrt{1 + (2(0.036)(1.20))^2} \right) + 2(0.036)(1.20) \sqrt{1 + (2(0.036)(1.20))^2} \right] = 1.13m$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos(5)} = 1.50m$$

$$L_d = d_i = 13.8m$$

N° câble	$L_c(m)$	$L_r(m)$	$L_d(m)$	$L_t(m)$	$L_t \times 2(m)$
1	1.13	1.50	13.8	16.43	32.86
2	6.44	1.53	7.69	15.66	31.32
3	3.78	1.39	6.883	11.703	24.106

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

### • Câble moyen fictif :

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

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- Section d'about :  $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$

- Section à Xm de l'appui :  $t_i = d' + a_i \cdot x_i^2$  avec :  $x_i = d_c + 1 - x$

**Remarque :** à la section médiane  $t_i = d'$

### Exemple de calcul :

- Section d'appui : 2 câbles.

Câble N° 1 :  $t_1 = 0.284m$

Câble N° 2 :  $t_2 = 1.076m$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.284+1.076}{2} = 0.680m$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section d'about			Section à 1m d'about			Section à 3m de l'about					
câble	$t_i$	$t_{moy}$	Câble	$t_i$	$t_{moy}$	Sans câble émergeant			avec câble émergeant		
						câble	$t_i$	$t_{moy}$	câble	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.284	0.68	1	0.161	0.509	1	0.133	0.318	1	0.133	0.369
2	1.076		2	0.858		2	0.504		2	0.504	
									3	0.471	

Section du câble équivalent à 0.5L de l'about					
Sans câble émergeant			avec câble émergeant		
Câble	$t_i$	$t_{moy}$	Câble	$t_i$	$t_{moy}$
1	0.11	0.110	1	0.11	0.132
2	0.11		2	0.11	
			3	0.177	

Tableau VII.4 : câble moyen fictif.

### VI. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

Pour ce la, on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

$$V = \sum P_i \cdot \sin \alpha_i = P \cdot \sum \sin \alpha_i$$

$$N = \sum P_i \cdot \cos \alpha_i = P \cdot \sum \cos \alpha_i$$

Où : P est la force de précontrainte d'un câble

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



Figure VII.7 : Composantes de la force de précontraintes.

Avec :

$$N = P \sum \cos \alpha_i$$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$Z$ : La distance du point d'application de la composante  $N$  par rapport au centre de gravité de la poutre ;

$Z_i$ : La distance du point d'application de la résultante  $N$  par rapport à la fibre inférieure de la section ( $Z_i = t_i$ ).

### - Section d'about (poutre seule) :

$N^\circ$ câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$Z_i(m)$	$Z_i \cdot \cos \alpha$	$Z_i^2(m^2)$
1	5	0.087	0.996	0.284	0.283	0.080
2	12	0.208	0.978	1.076	1.052	1.157
$\Sigma$	/	/	1.974	1.360	1.335	1.237

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1.335}{1.974} = 0.676m$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{gaine} = n \cdot \frac{\pi \phi_{gaine}^2}{4} = 2 \cdot \frac{3.14 \times 7.5^2}{4} = 88.31cm^2$$

Avec :  $\phi_{gaine} = 7.5cm$

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

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.075^4}{64} + \frac{3.14 \times 0.075^2}{4} \cdot 1.237 = 7283147.974cm^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 67.6 \times 88.31 = 5969.756cm^3$$

Désignation	$B (cm^2)$	$Z (cm)$	$S_{\Delta}(cm^3)$	$I_{\Delta}(cm^4)$
Section brute	7834	67.6	640778	68896887
Gaines	88.31		5969.756	7283147.974
Section nette	7745.69		634808.244	61613739.03

$V' (cm)$	$V (cm)$	$I_G(cm^2)$	$\rho(\%)$	$e_p(cm)$
81.95	68.05	9587191.795	22.19	-14.35

Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques de la section d'about « poutre seule ».

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{634808.244}{7745.69} = 81.95cm$$

$$V = h - V' = 150 - 81.95 = 68.05cm$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 61613739.03 - \frac{(634808.244)^2}{7745.69} = 9587191.795cm^4$$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$$\rho = \frac{I_G}{BVV'} = \frac{9587191.795}{7745.69 \times 68.05 \times 81.95} \times 100 = 22.19\%$$

$$e_p = Z - V' = 67.6 - 81.95 = -14.35\text{cm}$$

- **Section d'about (poutre +hourdis) :**

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés :

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	10684	67.6	1096778	141948087
Gaines	88.31		5969.756	7283147.974
Section nette	10595.69		1090808.244	134664939.00

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)	e <sub>p</sub> (cm)
102.94	47.06	22368087.62	43.57	-35.34

Tableau VII.6 : Caractéristiques géométriques de la section d'about « poutre +hourdis ».

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous:

Section	Section d'about		Section à 0.25L	
	Poutre seule	Poutre +hourdi	Poutre seule	Poutre +hourdi
B (cm <sup>2</sup> )	7745.69	10595.69	4975.53	7825.53
V' (cm)	81.95	102.94	84.28	112.80
V (cm)	68.05	47.06	65.72	57.2
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	9587191.795	22368087.62	13706441.77	20649891.47
ρ(%)	22.19	43.57	49.73	36.72
e <sub>p</sub> (cm)	-14.35	-35.34	-17.96	-46.15

Section	Section à 0.5L	
	Poutre seule	Poutre +hourdi
B (cm <sup>2</sup> )	4975.53	7825.55
V' (cm)	86.01	112.95
V (cm)	63.99	57.05
I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	13122088.76	23133982.52
ρ(%)	47.92	55.12
e <sub>p</sub> (cm)	-72.9	-99.84

Tableau VII.7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

### VII. Fuseaux limites :

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes. Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

#### 1<sup>er</sup> fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction. Pour cela il faut que :

$$-c' \leq e_0 \leq c$$

Avec :

$$c' = \rho V'$$

$$c = \rho V$$

$$e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

$c, c'$  : Limite du noyau central ;

$e_p$  : Excentricité du câble moyen ;

$e_0$  : Centre de pression.

$M_{min}$  : Moment due aux charges permanentes ;

$M_{max}$  : Moment due aux charges permanentes et aux surcharges;

$P$  : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%).

Donc :

$$P = 0.68P_0 = 0.68 \times 2.43 = 1.6524MN = 165.24t$$

Le tracé du fuseau se fera par rapport à la ligne des centres de gravité, le long de la poutre ; pour ce la on prendra en considération les trois points suivants : section à l'appui, à 0.25L de l'appui, et à la section médiane.

$$P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

<i>Section</i>	<i>0L</i>	<i>0.25L</i>	<i>0.5L</i>
<i>M<sub>max</sub> (t.m)</i>	0	282.64	396.55
<i>M<sub>min</sub> (t.m)</i>	0	145.09	188.23
<i>P(t)</i>	326.24	475.99	475.99
<i>c (cm)</i>	20.26	20.59	31.37
<i>c' (cm)</i>	44.34	40.59	62.13
<i>M<sub>max</sub>/P (cm)</i>	0	59.379	83.310
<i>M<sub>min</sub>/P (cm)</i>	0	30.481	39.544
<i>-c' - (M<sub>min</sub>/P) (cm) I</i>	-44.34	-71.08	-75.084
<i>c - (M<sub>max</sub>/P) (cm) II</i>	20.26	-38.8	-101.68
<i>e<sub>p</sub></i>	-35.32	-45.43	-99.85
<i>I ≤ e<sub>p</sub> ≤ II</i>	-44.34 ≤ -35.32 ≤ 20.26	--71.08 ≤ -45.43 ≤ -38.8	-101.68 ≤ -99.85 ≤ 31.37
<i>Observation</i>	<i>Vérifié</i>	<i>Vérifié</i>	<i>vérifié</i>

**Tableau VII.8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre+hourdis).**

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

### 2<sup>ème</sup> fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$-a' - \frac{M_{min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{max}}{P}$$

Avec :

$$a = \min (e_1; e_2)$$

$$a' = \min (e'_1; e'_2)$$

$$-e'_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_c \cdot \frac{B}{P}\right)$$

$$-e'_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_t \cdot \frac{B}{P}\right)$$

$$e_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_t \cdot \frac{B}{P}\right)$$

$$e_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_c \cdot \frac{B}{P}\right)$$

La vérification est donnée par le tableau ci-après :

<b>Section</b>	<b>0L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
$\sigma_{cs} = \sigma_{ci}$	24	24	24
$\sigma_t$	3	3	3
$M_{max} (t.m)$	0	282.64	396.55
$M_{min} (t.m)$	0	145.09	188.23
$P(t)$	326.24	475.99	475.99
$-e'_1$	-139.32	-182.59	-182.59
$-e'_2$	-1.150	-18.020	-18.020
$-a'$	-137.72	-69.92	-100.44
$e_1$	0.526	31.41	31.41
$e_2$	304.75	104.74	104.74
$a$	0.526	9.28	15.89
$-a' - M_{min}/P (I)$	-137.72	-70.22	-100.83
$-a - M_{max}/P (II)$	0.526	8.68	15.06
$e_p$	-35.32	-46.15	-99.85
<b>Observation</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**Tableau VII.9 :** Caractéristiques du fuseau limite de compression.

### VIII. Les pertes de tension :

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, en raison d'un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles ; qui engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

Nous distinguons deux types de pertes :

➤ **Les pertes instantanées** : qui se produisent lors de la mise en tension, elles sont due aux :

- Frottement ;
- Recul d'encrage ;
- Raccourcissement instantané du béton.

➤ **Les pertes différées** : qui se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont due aux :

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

### 1. Les pertes instantanées :

#### a) Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine servant de conduit aux câbles.

La tension à un point d'abscisse  $x$  lors de la mise en tension est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot e^{-f\alpha - \varphi x}$$

Avec :

$\sigma_{P0}$  : La tension à l'origine  $\sigma_{P0} = 1350 \text{ MPa}$  ;

$\alpha$  : La déviation angulaire totale du câble sur la distance  $x$  ;

$f$  : Le coefficient de frottement angulaire  $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$  ;

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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P0} - \sigma_P(x) = \sigma_{P0} \cdot (1 - e^{-f\alpha - \varphi x})$$

section	$\alpha(^{\circ})$	$\sigma_{P0}$ MPa	$x = 0.00L$		$x = 1m$		$x = 0.25L$		$x = 0.5L$	
			X	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$
<b>Câble 1</b>	5	1350	0.00	0.00	1	23.63	8	42.07	16	62.83
<b>Câble 2</b>	12	1350	0.00	0.00	1	52.44	8	70.48	16	90.79
<b>Câble 3</b>	25	1350	/	/	/	/	8	137.14	16	156.39
<b>Moy de 2 câbles</b>	/	/	0.00		38.04		56.27		76.81	
<b>Moy de 3 câbles</b>	/	/	/		/		83.23		103.34	

Tableau VII.10 : Pertes par frottement.

#### b) Pertes par recul d'encrage :

Ces pertes correspondent au glissement des torons ou fils dans les clavettes lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque par effet de coin les clavettes dans les ancrages.

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

Ce mouvement qui a lieu en sens inverse de celui qui a été créé par la mise en tension, provoque un frottement de signe opposé au précédent.

### Exemple de calcul :

#### ✓ Câble 1 :

La tension à l'origine :  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1350 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  Avec:  $\alpha = 0$  en tronçon rectiligne.

$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1347.3 \text{ MPa}$

$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 2.2) = 1322.92 \text{ MPa}$

$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 16) = 1285.66 \text{ MPa}$

$g = 6 \text{ mm}$

$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$

$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$

#### • Calcul des aires :

$$S_1 = \frac{1}{2}(1350 - 1347.3) = 1.35 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1347.3 - 1322.92)1 = 24.38 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = \frac{1.2}{2}(1347.3 - 1322.92) = 14.63 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = 2.2(1322.92 - 1285.66) = 81.97 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = \frac{13.8}{2}(1322.92 - 1285.66) = 257.09 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 379.42 = 758.85 \text{ MPa.m}$$

$gE_p > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta\sigma_m$  tq:

$$gE_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_m = \frac{(1140 - 758.85)}{16} = 23.82 \text{ MPa}$$

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage pour le 1<sup>er</sup> câble est représenté dans le graphe suivant :

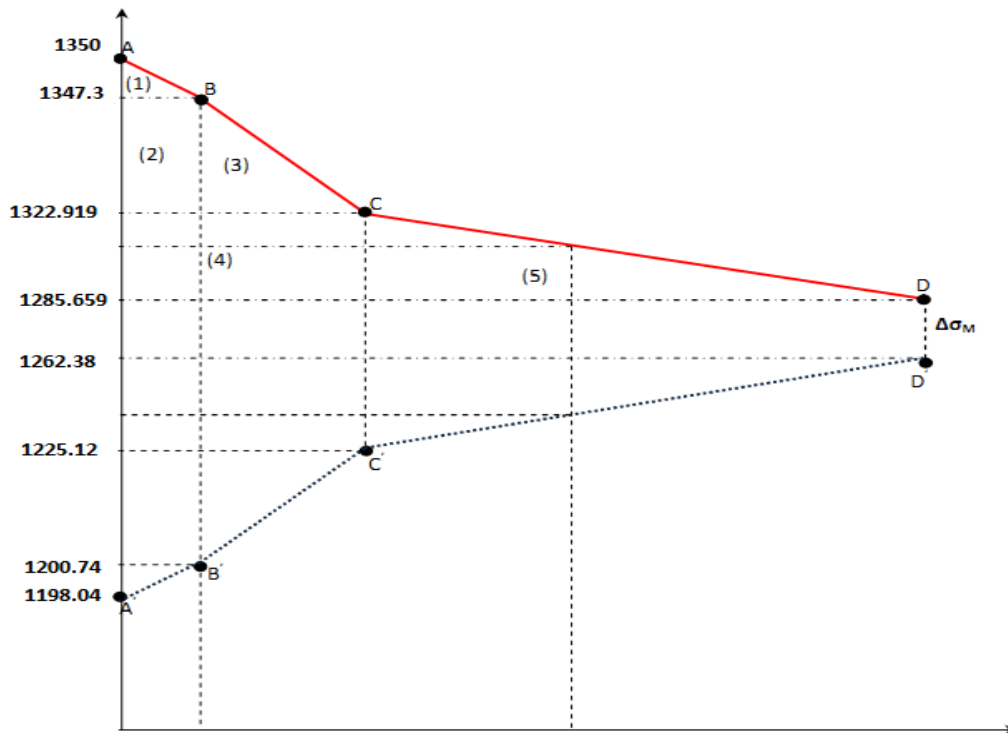


Figure VII.8 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 1<sup>er</sup> câble.

✓ Câble 2 :

La tension à l'origine :  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1350 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$  Avec:  $\alpha = 0$  en tronçon rectiligne.

$$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1347.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 8.31) = 1276.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 16) = 1256.01 \text{ MPa}$$

$$g = 6 \text{ mm}$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = \frac{1}{2}(1350 - 1347.3) = 1.35 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1347.3 - 1276.78)1 = 70.54 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = \frac{7.31}{2}(1347.3 - 1276.78) = 257.76 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = 8.31(1276.78 - 1256.01) = 172.54 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = \frac{7.69}{2}(1276.78 - 1256.01) = 79.83 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 582.013 = 1164.023 \text{ MPa.m}$$

$S > g.EP \implies$  le point (M) n'appartient pas à BC donc; Le point (M) appartient à CD.

• Détermination de la longueur d'influence X:

$$gE_p = S \text{ AIR}(ABCMC'B'A').$$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$$S_1=1.35.$$

$$S_2=70.54$$

$$S_3=257.76.$$

$$S_4=(1276.78 - \sigma_M)8.31=172.54$$

$$S_5 = (1276.78 - \sigma_M) \frac{x-8.312}{2}.$$

$$1/2S=329.65+(1276.78 - \sigma_M) \times 8.31 \times (1276.78 - \sigma_M) \left(\frac{x-8.312}{2}\right)$$

$$S=659.3 + (1276.78 - \sigma_M)(8.31 + X)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi X) = 1350(1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002x).$$

$$\sigma_M = 1299.21 - 2.7x$$

Alors:

$$S=695.3 + [1276.75 - (1299.21 - 2.7x)](8.31 + x) = gEp = 1140MPa$$

$$2.7x^2 + 659.3 - 186.39 - 1140 = 0$$

D'où :  $X= 15.72m$

Et on trouve:

$$\sigma_M = 1256.766MPa.$$

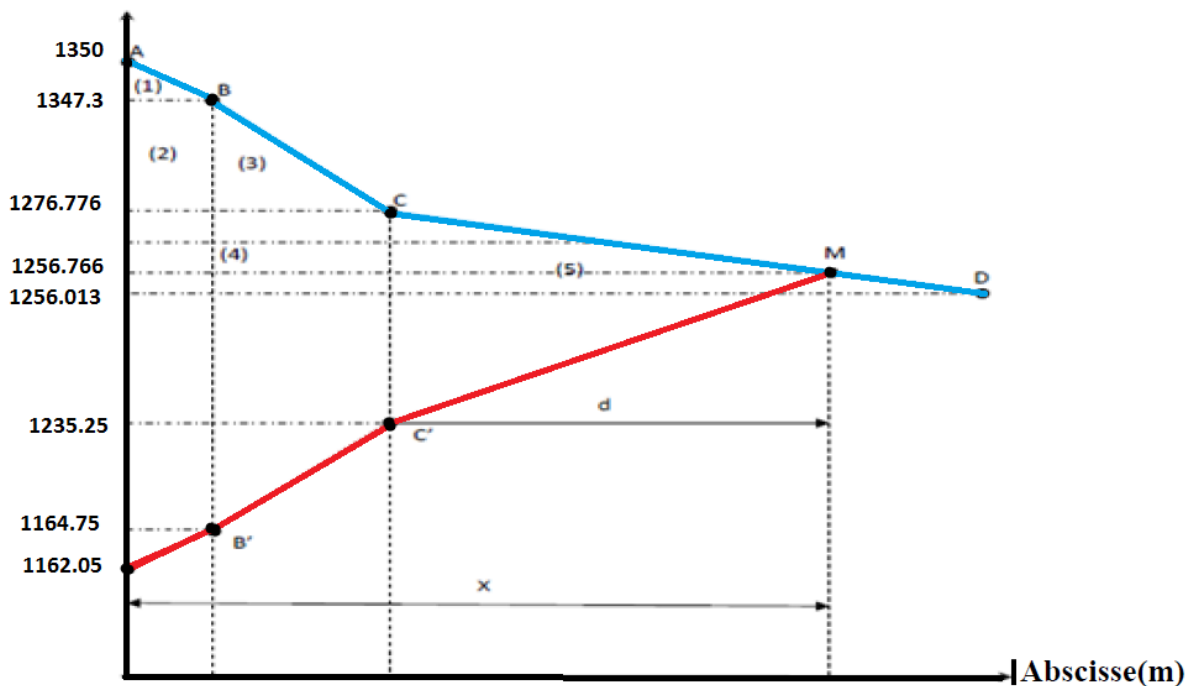


Figure VII.9 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage du 2<sup>ème</sup> câble.

### ✓ Câble 3 :

La tension à l'origine :  $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1350MPa$

$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi x)$  Avec:  $\alpha = 0$  en tronçon rectiligne.

$$\sigma_B = 1350(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 126) = 1346.598MPa$$

$$\sigma_C = 1350(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 5.617) = 1228.878MPa$$

$$\sigma_D = 1350(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 13) = 1208.952MPa$$

$$g = 6mm$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 MPa$$

$$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 MPa.m$$

• **Calcul des aires :**

$$S_1 = \frac{1.26}{2} (1350 - 1346.598) = 2.14 MPa.m$$

$$S_2 = (1346.598 - 1228.878)1.26 = 148.33 MPa.m$$

$$S_3 = \frac{4.357}{2} (1346.598 - 1228.878) = 256.45 MPa.m$$

$$S_4 = 5.617(1228.878 - 1208.952) = 111.92 MPa.m$$

$$S_5 = \frac{7.383}{2} (1228.878 - 1208.952) = 73.56 MPa.m$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 592.404 = 1184.81 MPa.m$$

$S > g.E_p \implies$  le point (M) n'appartient pas à BC donc; Le point (M) appartient à CD.

• **Détermination de la longueur d'influence X:**

$$gE_p = S \quad ; \text{ air (ABCMC'B'A').}$$

$$S_1 = 2.14.$$

$$S_2 = 148.33$$

$$S_3 = 256.45$$

$$S_4 = (1228.878 - \sigma_M)5.617$$

$$S_5 = (1228.878 - \sigma_M) \frac{x-5.617}{2}.$$

$$S = 813.84 + (1228.878 - \sigma_M)(5.617 + X)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi X) = 1350(1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002x).$$

$$\sigma_M = 1244.05 - 2.7x$$

Alors:

$$S = 813.84 + [1228.878 - (1244.05 - 2.7x)](5.617 + x) = gE_p = 1140 MPa$$

$$2.7x^2 - 411.38 = 0$$

D'où :  $X = 12.34m$

Et en trouve:

$$\sigma_M = 1210.732 MPa.$$

D'où les pertes par recul d'encrage sont :

✓ **Câble 1:**

•  $\Delta\sigma(x = 16.00m) = 23.28 MPa$

•  $\Delta\sigma(x = 8.00m) = (1307.26 - 1285.659) \times 2 + 23.28 = 66.48 MPa$

•  $\Delta\sigma(x = 1.00m) = 1334.3 - 1200.74 = 133.56 MPa$

•  $\Delta\sigma(x = 0.00m) = 1350 - 1198.04 = 151.69 MP$

✓ **Câble 2:**

•  $\Delta\sigma(x = 16.00m) = 0 MPa$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

- $\Delta\sigma(x = 8.00m) = 41.69MPa$
- $\Delta\sigma(x = 1.00m) = 182.73MPa$
- $\Delta\sigma(x = 0.00m) = 187.95MPa$

### ✓ **Câble3:**

- $\Delta\sigma(x = 16.00m) = 0MPa$
- $\Delta\sigma(x = 8.00m) = 11.22MPa$

Nous résumons, dans le tableau suivant les pertes par recul d'ancrage, pour les différentes sections :

<b>Section</b>	<b>0.00L</b>	<b>0.031L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
<b>Abcisse(m)</b>	0.00	1.00	8.00	16.00
<b>Câble 1</b>	151.69	133.56	66.84	23.28
<b>Câble 2</b>	187.95	182.73	41.69	0
<b>Câble 3</b>	/	/	11.22	0
<b>Moy de 2 câbles</b>	169.82	158.14	54.26	11.64
<b>Moy de 3 câbles</b>	/	/	39.92	7.76

**Tableau VII.11 : Pertes par recul d'encrage.**

### c) **Pertes par raccourcissement instantané du béton :**

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation de ce dernier, par conséquence les armatures de précontrainte vont subir aussi une déformation d'où une perte de tension.

- La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 2câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 1câble).

### ✓ **La première famille :**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \frac{E_P}{E_{bij}}$$

Avec :

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

$E_{bij}$ : Module instantané de déformation du béton

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

$E_P$  : Module d'élasticité longitudinale de câble ;

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_P)^2}{I_G}\right) ;$$

$e_P$  : Excentricité du câble équivalent à la section considérée ;

$\sigma_{Pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toute perte ;

n : Nombre de câble par familles ;

$I_G$  : Inertie de la poutre seule ;

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

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

$\sigma_{Pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toutes pertes déjà déterminées.

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

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_P}{3E_{bi}} \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + \frac{E_P}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_P (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_P)^2}{I_G}\right)$$

- **Exemple de calcul :**

**Section d'about :**

$$B = 7745.69 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 34.25 \text{ MPa}$$

$$E_{bi14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}} = 35722.86 \text{ MPa}$$

$$A_P = 1800 \text{ mm}^2$$

$$e_P = -14.35 \text{ cm}$$

$$I_G = 9587191.795 \text{ cm}^4$$

$$E_P = 1.910^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.488 + 0.2054 = 1.693 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad \text{pour } x = 0 \quad M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 0) = 0$$

$$+ \frac{1.910^5}{3(35722.86)} \cdot \frac{2.1800(1350 - 0 - 150.96)}{7745.6910^2} \cdot \left(1 + \frac{7745.69 \cdot (-14.35)^2}{9587191.795}\right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 0) = 9.76 \text{ MPa}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x) \text{ MPa}$		10.67	13.98

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

✓ **La deuxième famille :**

La mise en tension de la 2<sup>ème</sup> famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

La perte subie par chaque câble de la 1<sup>ère</sup> famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_P}{E_{bij}}$$

Ou :

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

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B(e_P)^2}{I_G}\right)$$

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$$E_{bi(28)} = 11000\sqrt[3]{40} = 37619.47MPa$$

$M_g(x)$  : Moment dû au poids (hourdis+entretoise)

La relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_P}{E_{bi28}} \cdot \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + \frac{E_P}{E_{bi28}} \cdot \frac{n \cdot A_P (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_P)^2}{I_G}\right)$$

- **Exemple de calcul :**

**Section à ( $x=0.5L=16m$ ) :**

$$B = 7825.54cm^2$$

$$e_P = -41.59cm$$

$$I_G = 26526533.99cm^4$$

$$E_P = 1.910^5MPa$$

$$q = 1.488 + 0.715 + 0.2054 = 2.408t/ml$$

$$M_g(x = 16) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} = 30822.4N \cdot m$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 16m)$$

$$= \frac{1.910^5}{37619.47} \cdot \frac{30822.4(-41.59)}{26526533.99} + \frac{1.910^5}{37619.47} \cdot \frac{3(1800)(1350 - 78.44 - 18.706)}{7825.54(10^2)} \cdot \left(1 + \frac{7825.54(-41.59)^2}{26526533.99}\right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 16m) = 65.68MPa$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)MPa$		0.00	15.60

**Tableau VII.13 :** Pertes par raccourcissement instantané du béton de (2<sup>ème</sup> famille).

**Pertes instantanées totales «  $\Delta\sigma_i(x)$  » :**

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

Section	0.00L	0.25L	0.05L
Abscisse (m)	0.00	8.00	16.00
Câble 1	162.36	122.89	113.3
Câble 2	198.62	126.15	118.28
Câble 3	/	173.96	196.92
Moy de 2 câbles	180.49	124.52	115.79
Moy de 3 câbles	/	141.00	142.83

**Tableau VII.14:** Pertes instantané totales à différentes sections (MPa).

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

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

<i>Section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.25L</i>	<i>0.05L</i>
<i>Abscisse (m)</i>	0.00	8.00	16.00
<i>Câble 1</i>	1187.64	1227.11	1236.70
<i>Câble 2</i>	1151.38	1223.85	1231.72
<i>Câble 3</i>	/	1176.04	1153.08
<i>Moy de 2 câbles</i>	1169.51	1225.48	1234.21
<i>Moy de 3 câbles</i>	/	1209.00	1207.17

*Tableau VII.15: Tensions initiales probables  $\sigma_{pi}$ (MPa).*

### 2. Les pertes différées :

#### a. Pertes dues 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 et à des réactions chimique. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton, qui provoque une perte de tension traduite par la relation suivante :

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

Avec :

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

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}} : \text{Rayon de la section ;}$$

$t$  : Age du béton à la mise en tension des câbles ;

$$\varepsilon_r : \text{Le retrait final du béton tq : } \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$$

- *Section d'about :*

$$r_m = \frac{7745.69}{532.5} = 14.54cm$$

- *Section médiane :*

$$r_m = \frac{4975.54}{588.10} = 8.46cm$$

- ✓ *Première famille :*

*Section d'about :*

$$r(14j) = \frac{14}{14 + 9 \times 14.54} = 0.096$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} [1 - 0.096] \times 1.910^5 = 51.53MPa$$

*Section médiane :*

$$r(14j) = \frac{14}{14 + 9 \times 8.46} = 0.155$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} [1 - 0.155] \times 1.910^5 = 48.16MPa$$

- ✓ *Deuxième famille :*

$$r(28j) = \frac{28}{28 + 9 \times 8.46} = 0.268$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} [1 - 0.268] \times 1.910^5 = 41.72 \text{ MPa}$$

	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	0.00L	0.25L	0.5L
1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	51.53	48.16	48.16
2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	41.72	41.72

**Tableau VII.16 : Valeurs des pertes dues au retrait du béton.**

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

$$\Delta\sigma_r^{moy} = \frac{2 \times 48.16 + 2 \times 41.72}{3} = 59.92 \text{ MPa}$$

### b. Perte due à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante ; elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement, on distingue des aciers :

- à relaxation normale (RN) ;
- à très basse relaxation (TBR).

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR.

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x) \cdot \rho_{1000}$$

Avec :

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

$\rho_{1000} = 2.5\%$  ;

$\mu_0$  : Coefficient pris égale à 0.43 pour les aciers TBR ;

$\sigma_{Pi}(x)$  : La tension initiale de l'acier après pertes instantanées ;

$f_{prg}$  : La contrainte de rupture garantie.

$f_{prg} = 1800 \text{ MPa}$

#### • Exemple de calcul :

Câbles de la première famille :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \left( \frac{1169.51}{1800} - 0.43 \right) 1169.51 \times 2.5 = 38.54 \text{ MPa}$$

<b>Câbles de la 1<sup>ère</sup> famille</b>	<b>Section</b>	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse(m)	0.00	8.00	16.00
	$\sigma_{Pi}(x)$ MPa	1169.51	1225.48	1234.21
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ MPa	38.54	46.11	47.33

**Tableau VII.17 : Pertes dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.**

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

<i>Câbles de la 2<sup>ème</sup> famille</i>	<i>Section</i>	<i>0.00L</i>	<i>0.25L</i>	<i>0.5L</i>
	Abscisse(m)	0.00	8.00	16.00
	$\sigma_{Pi}(x)MPa$	/	1209.00	1207.17
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)MPa$	/	43.83	43.58

**Tableau VII.18:** Pertes dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

### *c. Pertes dues au fluage :*

Le fluage correspond à une déformation du béton dans le temps à effort constant d'où un raccourcissement progressif ; les câbles étant ancrés dans le béton vont subir un raccourcissement à leur tour donc une diminution de leur tension.

Selon le BPEL 91, les pertes se calculent par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

- ***Pertes dans les câbles de la première famille :***

#### ***Exemple de calcul :***

*A la section médiane (x=0.5L)*

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

$$q_g = 1.488t/ml \quad (\text{poutre seule})$$

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.488(32)^2}{8} = 19046.4N.m$$

$$B = 4975.54cm^2$$

$$I_G = 13122088.76cm^4$$

$$e_p = -72.9cm$$

$$E_p = 1.910^5MPa$$

$$A_p = 1800mm^2$$

$$\sigma_{Pi} = 1234.21MPa$$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{1904640(-72)}{13122088.76} + 2(1800) \frac{1234.21}{4975.5410^2} \left( 1 + \frac{4975.54(-72)^2}{13122088.76} \right) = 16.03$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale «  $\Delta\sigma_d$  » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + 48.16 + \frac{5}{6} (47.33) = 87.60 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte et des pertes de tension

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{(\sigma_{Pi} - \Delta\sigma_d)}{B} \left( 1 + \frac{B(e_p)^2}{I_G} \right)$$

Avec :

$$\sigma_{Pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{P\infty} : \text{Tension finale probable à la section médiane.}$$

La formule (1) devient :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2\sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \left( 1 + \frac{B(e_p)^2}{I_G} \right) \right] \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2(11.19) - 2.1800 \cdot \frac{87.435 + \Delta\sigma_{fl}}{4975.5410^2} \left( 1 + \frac{4975.54(-21.76)^2}{9075974.62} \right) \right] \cdot \frac{1.910^5}{35722.86}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 114.82 \text{ MPa}$$

On procédera de la même méthode pour les autres sections :

<b>Câbles de la 1<sup>ère</sup> famille</b>	<b>Section</b>	<b>0.00L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
	<b>Abscisse (m)</b>	0.00	8.00	16.00
	<b><math>\Delta\sigma_d</math> (MPa)</b>	83.65 + $\Delta\sigma_{fl}$	86.58 + $\Delta\sigma_{fl}$	87.60 + $\Delta\sigma_{fl}$
	<b><math>M_g</math> (N.mm)</b>	0.00	1625300	1904640
	<b><math>\sigma_{Pi}(x)</math> (MPa)</b>	1169.51	1225.48	1234.21
	<b><math>\sigma_M(x)</math> (MPa)</b>	5.9	4.54	16.03
	<b><math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math> (MPa)</b>	58.94	160.11	143.1

**Tableau VII.19 :** Pertes par fluage dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille.

- **Pertes dans les câbles de la première famille :**

La procédure de calcul est la même que la première famille sauf que le nombre de câbles change et la section résistante est la poutre et l'hourdis.

Les résultats du câble de la 2<sup>ème</sup> famille sont regroupés dans le tableau suivant :

<b>Câbles de la 2<sup>ème</sup> famille</b>	<b>Section</b>	<b>0.00L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
	<b>Abscisse (m)</b>	0.00	8.00	16.00
	<b><math>\Delta\sigma_d</math> (MPa)</b>	/	78.24 + $\Delta\sigma_{fl}$	78.26 + $\Delta\sigma_{fl}$
	<b><math>M_g</math> (N.mm)</b>	0.00	2311680	3082240
	<b><math>\sigma_{Pi}(x)</math> (MPa)</b>	/	1209.00	1207.17
	<b><math>\sigma_M(x)</math> (MPa)</b>	/	9.06	8.18
	<b><math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math> (MPa)</b>	/	82.01	69.12

**Tableau (VII.20) :** Pertes par fluage dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille.

### IX. Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

		<b>0.00L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
<b>Section</b>				
<b>Abcisse (m)</b>		0.00	8.00	16.00
<b>Câbles de la 1<sup>ère</sup> famille</b>	<b><math>\Delta\sigma_r(x)</math>MPa</b>	51.53	48.16	48.16
	<b><math>\Delta\sigma_p(x)</math>MPa</b>	38.55	46.11	47.33
	<b><math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math>MPa</b>	55.94	160.11	143.10
	<b><math>\Delta\sigma_d(x)</math>MPa</b>	<b>168.59</b>	<b>246.69</b>	<b>230.7</b>
<b>Câbles de la 2<sup>ème</sup> famille</b>	<b><math>\Delta\sigma_r(x)</math>MPa</b>	/	41.72	41.72
	<b><math>\Delta\sigma_p(x)</math>MPa</b>	/	43.83	43.58
	<b><math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math>MPa</b>	/	82.01	69.12
	<b><math>\Delta\sigma_d(x)</math>MPa</b>	/	<b>160.25</b>	<b>147.38</b>

**Tableau VII.21 : Pertes différées totales.**

Pour la totalité des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \cdot \Delta\sigma_{diff1} + n_2 \cdot \Delta\sigma_{diff2}}{n_1 + n_2}$$

Avec :

$n_1$  : Nombre de câbles de la première famille ;

$n_2$  : Nombre de câbles de la deuxième famille ;

$\Delta\sigma_{diff}$  : Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.

<b>Section</b>	<b>0.00L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
<b><math>\Delta\sigma_{diff}</math> (MPa)</b>	168.6	217.88	202.93

**Tableau VII.22 : Moyenne des pertes différées dans les différentes sections.**

Le pourcentage des pertes est donné par la formule ci-après :

$$\%_{perte} = \frac{\sigma_{P0} - \sigma_{P\infty}}{\sigma_{P0}}$$

Avec :

$$\sigma_{P0} = 1350 \text{MPa}$$

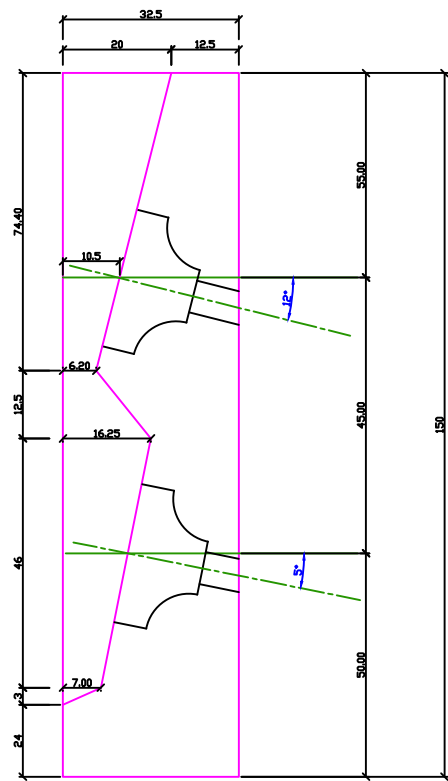
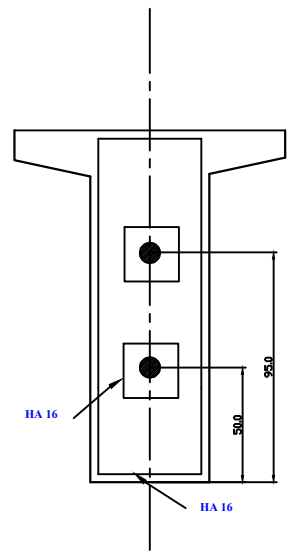
$$\sigma_{P\infty} = \sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

<b>Section</b>	<b>0.00L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
<b>Abcisse (m)</b>	0.00	8.00	16.00
<b><math>\sigma_{Pi}</math> moy (MPa)</b>	1169.51	1217.24	1220.69
<b><math>\Delta\sigma_{diff}</math> (MPa)</b>	168.6	217.88	202.93
<b><math>\sigma_{P\infty}</math> (MPa)</b>	1000.91	999.36	1017.76
<b><math>\%_{perte}</math></b>	25.86	25.79	24.61
<b>Vérification</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**Tableau VII.23 : Pourcentage des pertes.**

### *Conclusion :*

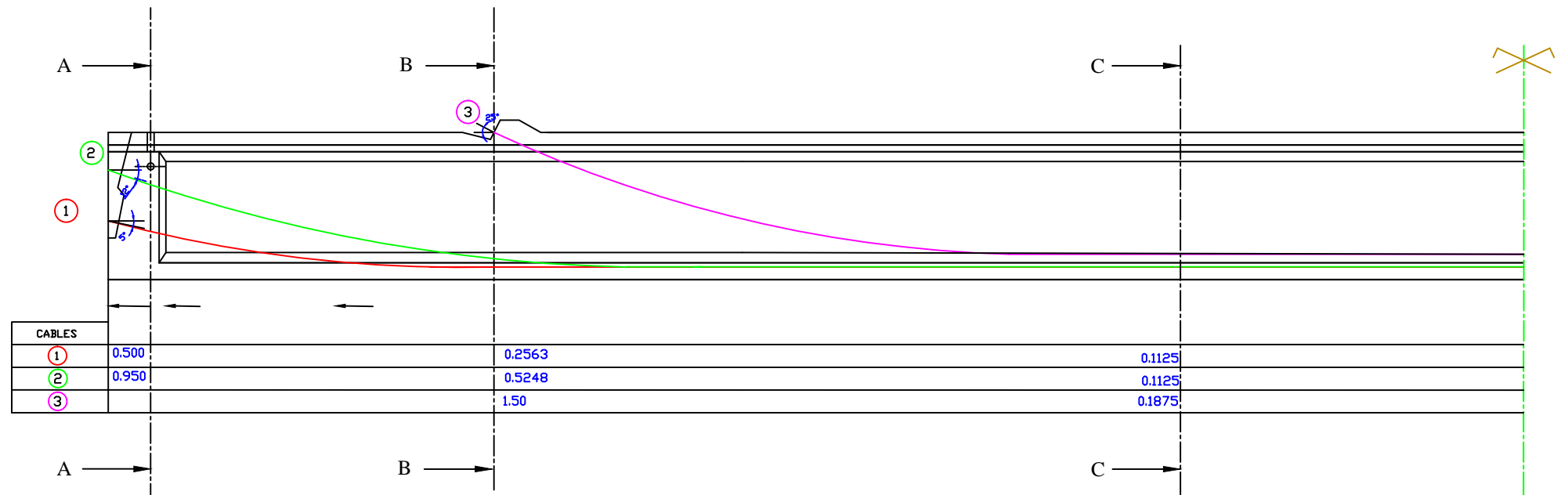
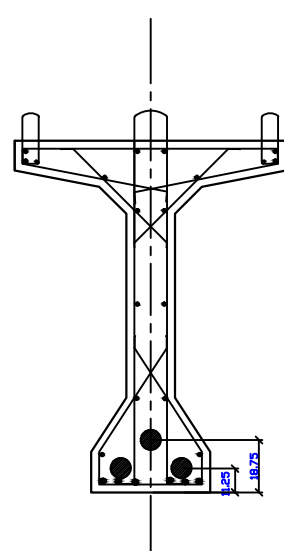
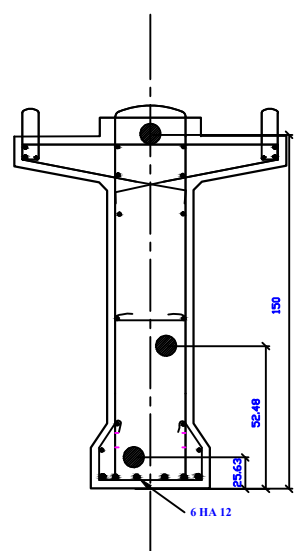
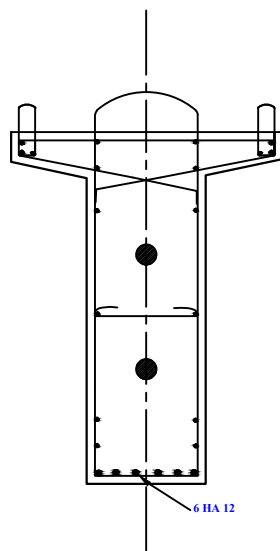
Nous remarquons que les pertes totales varient entre 24.61% et 25.86% de  $P_0$ , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de  $P_0$  qui est de 32 %.



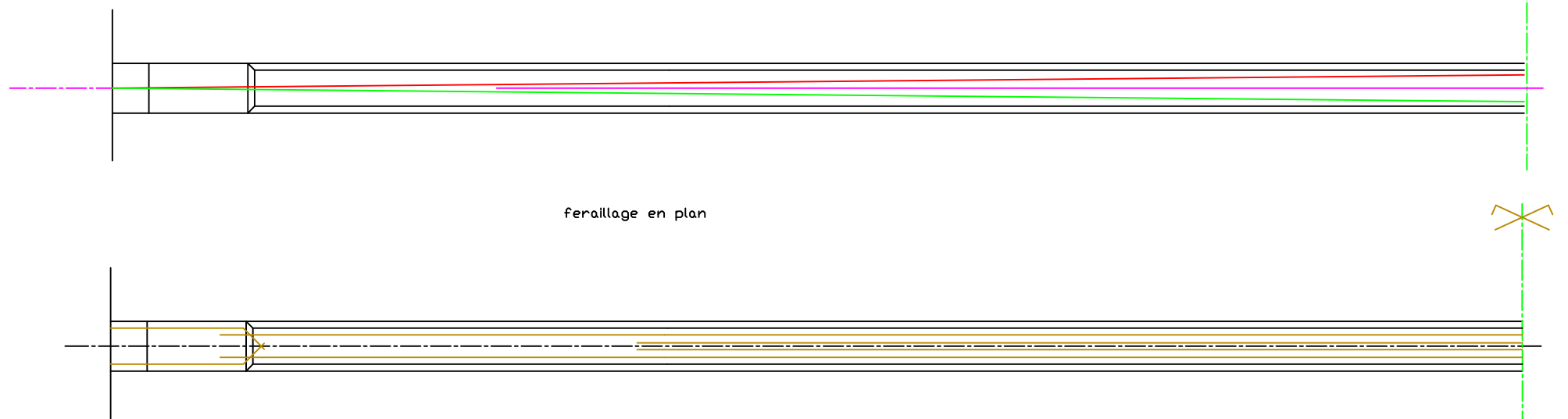
Coupe A-A

Coupe B-B

Coupe C-C



cablage en plan



ferraillage en plan

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 O kplw² t g' t' g' n' Gpugá pgo gpv' ur² tkgw' gv' f' g' r' t' gej' gej' g' uelgp' wls' wg

Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou  
 Heww² t' g' i' gplg' ekklí: F² r' ctgo' gpv' V.O.A

**THEME :**  
**ETUDE D'UN PONT DROIT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT**

Khemis-EL-KHACHNA ALGER Proposé par : E.N.G.O.A.

RNCP "P.Á24"<  
**PLAN DE CABLAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE 33m**

Etudié par : Mr SEMAR Md SAID,  
 Mr DJEDDI TOUFIK,  
 Melle TOUAT SARAH.  
 Encadré par : Mr OUGUEMAT ALLI.

# Chapitre VIII

## *Justification des contraintes*

**I. Justification des contraintes normales :**

La vérification d'un élément d'une structure vis-à-vis d'un effort quelconque, doit obligatoirement comprendre :

- ✓ Une vérification à l'E.L.U : pour s'assurer de la résistance de la structure.
- ✓ Une vérification à l'E.L.S : pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d'exploitation et de durabilités.

Ces vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.

La contrainte normale agissant sur une section droite est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_y = P \left( \frac{1}{B} + \frac{Y}{I} e_p \right) + M \frac{Y}{I}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{max}$$

**I.1. Justification à L'ELS :**

La vérification se fait pour la classe II ; admet une traction modérée. Les contraintes admissibles dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$  : La contrainte admissible de compression ;

$\bar{\sigma}_t$  : La contrainte admissible de traction.

		Situation	Exploitation			Construction
	Contraintes	Combinaison	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
		Zone				
Classe II	$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	/	$-f_{tj}$
		Hors de la section d'enrobage	$-1.5f_{tj}$	/	/	$-1.5f_{tj}$
	$\bar{\sigma}_c$	Toute la section	$-0.5f_{tj}$	$0.6f_{c28}$	$0.5f_{c28}$	$0.6f_{c28}$

*Tableau VIII.1 : Valeurs limites des contraintes dans le béton.*

**1. Distance des armatures de précontrainte aux parements :**

Le B.P.E.L recommande :

$$c \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} a \text{ (a: largeur du paquet)} \\ \phi: \text{Diamètre de la gaine} \\ d = 5cm \text{ (ouvrage courant)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$a = \phi = 7.5\text{cm}$$

$$c = \sup \begin{cases} 5.625\text{cm} \\ 7.5\text{cm} \\ 5\text{cm} \end{cases}$$

$$c = 7.5\text{cm}$$

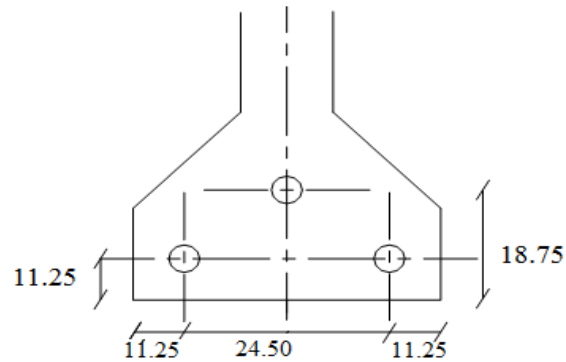


Figure VIII.1 : Détail du talon (section médiane).

Les matériaux :

<i>Jours</i> $\sigma$	7	14	21	28
$f_{cj} \text{ MPa}$	26.56	34.25	37.90	40
$f_{tj} \text{ MPa}$	2.193	2.655	2.874	3

Tableau VIII.2 : Valeurs de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$ .

2. Armatures de précontraintes (active) :

$$\sigma_{p0} = 1350 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

• Tension de calcul en BPEL :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{p2} = 0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_j$$

Avec :

$\sigma_{p0}$  : Tension initial ;

$\Delta\sigma_j$  : Somme de toutes les pertes à l'âge considéré.

	$B \text{ (cm}^2\text{)}$	$V' \text{ (cm)}$	$V \text{ (cm)}$	$I_c \text{ (cm}^4\text{)}$	$\rho \text{ (\%)}$	$e_p \text{ (cm)}$	$r^2 = I/B$
<b>Poutre seule</b>	4975.54	86.01	63.99	13122088.76	47.92	-72.9	2637.32
<b>Poutre +hourdis</b>	7825.55	112.95	57.05	23133982.52	55.12	-99.84	2956.21

Tableau VIII.3: Caractéristiques géométriques de section nette.

• *Phase de construction :*

<i>Phase N°</i>	<i>Date (jours)</i>	<i>Opération</i>	<i>Caractéristiques</i>
<b>0</b>	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
<b>I</b>	14	Mise en tension des 2 câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille à 50%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
<b>II</b>	28	Mise en tension des 3 câbles de la 1 <sup>ère</sup> famille à 100%	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
<b>III</b>	50	Coulage de l'hourdis et des entretoises d'about	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre</li> <li>• Poids de la poutre+amorces</li> <li>• Poids du hourdis</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
<b>IV</b>	64	Mise en tension du câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids de la poutre+amorces</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> <li>• Poids du hourdis+entretoises</li> </ul>
<b>V</b>	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniche...)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids propre du tablier</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>
<b>VI</b>	>90	Mise en service de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Section résistante : poutre+hourdis</li> <li>• Poids propre du tablier</li> <li>• Précontrainte des câbles</li> </ul>

*Tableau VIII.4 : Les différentes phases de construction.*

• *Vérification des contraintes :*

Pour les cinq premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus défavorable est  $P_1$  mais pour la phase d'exploitation (Phase VI) c'est la force  $P_2$ .

✓ *Phase de construction :*

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left( 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} \left( 1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

✓ *Phase d'exploitation :*

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} \left( 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{min} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} \left( 1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{min} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ci}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} \end{cases} \quad (\text{En construction})$$

$$\overline{\sigma_{cs}} = 0.6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{ti}} = -1.5f_{t28} & \text{Hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma_{ti}} = -f_{c28} & \text{Dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

*Exemple de calcul : première phase*

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1350 = 675 \text{ MPa}$$

$$g = 1.4887 \text{ t/ml} \implies M = 190.55 \text{ t.m} = 1905.53 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5\Delta\sigma_i = 0.5 \times 115.19 = 57.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j = (1.02 \times 675) - (0.8 \times 57.59) = 642.43 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p1} = 2 \times 1800 \times 642.43 \times 10^{-3} = 2312.75 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left( 1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} \left( 1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2312.74 \times 10}{4975.54} \left[ 1 - \left( \frac{72.9 \times 63.99}{2637.32} \right) \right] + \frac{1905.53 \times 10^3 \times 63.99}{13122088.76} = 5.719 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{2312.74 \times 10}{4975.54} \left[ 1 + \left( \frac{72.9 \times 86.01}{2637.32} \right) \right] - \frac{1905.53 \times 10^3 \times 86.01}{13122088.76} = 3.209 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 5.519 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{t14} = -3.9825 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 3.209 \text{ Pa} < \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} = 20.55 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées}$$

*vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée:*

Phases	P <sub>i</sub> (KN)	M (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_i}$ (MPa)	Observ
I	2312.74	1905.53	5.719	3.209	-3.9825	20.55	vérifiée
II	4625.46	1905.53	2.145	18.908	-4.5	24	
III	4381.52	2623.81	6.2873	13.4048	-4.5	24	
IV	6078.06	2623.81	-1.4616	23.6527	-4.5	24	
V	5904.47	3748.29	0.2751	20.1922	-4.5	24	
VI	4987.56	6515.06	<b>10.18</b>	<b>-1.135</b>	-4.5	24	

*Tableau VIII.5 : Contraintes dans les différentes phases.*

### 3. Ferrailage passif longitudinal :

Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau;
- Les armatures dans les zones tendues.

#### a. Armatures de peau:

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

La section minimale est :

$$A_{Lmin} = \max \left[ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de parement perpendiculaire à leur direction} \\ 0.1\%B \text{ (section brute de béton)} \end{array} \right]$$

$$0.1\%B = 0.001 \times 7825.55 = 7.8255 \text{ cm}^2$$

Généralement on choisit une armature HA10 tous les 25 cm.

#### b. Armatures longitudinal dans la zone tendue :

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à:

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{N_{Bt}}{f_s} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) \text{ (Ferrailage minimal de non fragilité)}$$

Avec:

$B_t$ : Section de béton tendu;

$\sigma_{Bt}$ : Valeur de la contrainte maximale de traction;

$N_{Bt}$ : Résultante des contraintes de traction correspondante.

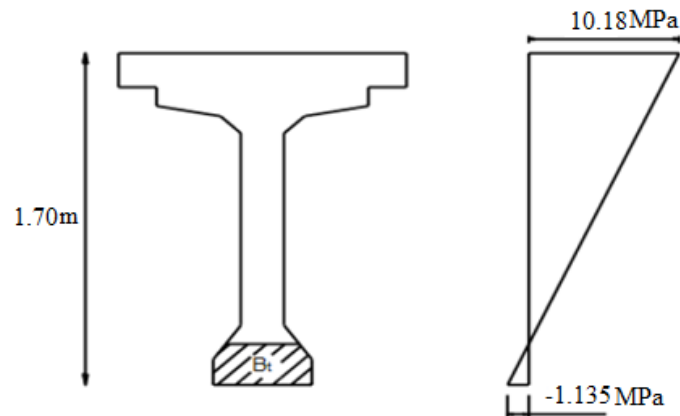


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes de la phase VI.

$$\frac{10.18}{y} = \frac{1.135}{x}; \quad y = h - x \quad \rightarrow 10.18 \cdot x = 1.135 - (h - x).$$

$$x = \frac{(1.135 \times 1.7)}{(10.18 + 1.135)} = 0.1875m = 18.75 \text{ cm.}$$

$$B_t = 47 \times 15 + \frac{(42.125 + 47) \times 3.75}{2} = 872.11 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{872.11 \times 1.135 \times 0.1}{2} = 104.404 \text{ KN.}$$

$$A_s = \left[ \frac{872.11 \times 10^2}{1000} + \left( \frac{49.492 \times 1000}{400} \times \frac{3}{1.135} \right) \right] \times 0.01 = 4.142 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons constructives, nous adoptons une section de : 5T12= 5.65cm<sup>2</sup>.

**Remarque :**

- Pour la partie supérieure les armatures de traction ne sont pas nécessaires puisqu' elle n'est pas tendue.
- Les armatures de peau ne sont pas cumulables avec celle de la zone tendues.

**c. Ferrailage passif transversal (Armature de talon):**

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte qui sont localisées sur le talon, et ; pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$Ac \times fe \geq C \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si: } \phi_{\text{ext gaine}} < C < 1.3 \phi_{\text{ext gaine}} \cdot$$

$$Ac \times fe \geq 1.3C \times t \times f_{t28} \phi_{\text{ext gaine}} \rightarrow \text{si: } C > \phi_{\text{ext gaine}} \cdot$$

Avec:

t : espacement des armatures.

C = 10 cm (enrobage des câbles).

$\phi_{\text{ext gaine}} = 7.5 \text{ cm.}$

$C > \phi_{\text{ext gaine}} = 8.71.1.3C$

$$\frac{Ac}{t} \geq \frac{(1.3C \times \phi_{ext gains} \times f_{t28})}{fe} \rightarrow Ac \geq 0.731 \text{ cm}^2.$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section, un cadre HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.

$$t \leq 38.44 \text{ cm, soit } t = 20 \text{ cm.}$$

### I.2. Justification à l'E.L.U :

Les justifications vis-à-vis de l'E.L.U complémentaires de l'E.L.S s'avèrent indispensables, car un dépassement des charges caractéristique (prise en compte à l'E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

#### 1. Hypothèses de calculs :

- La résistance de béton tendu est négligée.
- Les sections droites avant déformation restent planes après déformations.
- L'adhérence est parfaite entre le béton et l'acier.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

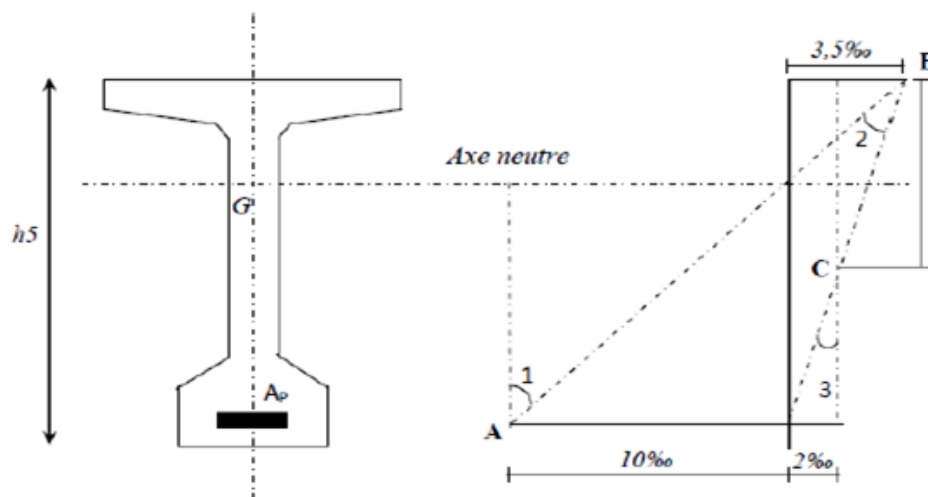


Figure VIII.3 : Règle des trois pivots.

#### 2. Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes :

Considérons une section droite d'une poutre sollicitée en flexion composée, pour laquelle l'E.L.U, est atteint. Le problème qui se pose, c'est de déduire dans le diagramme de déformations, les valeurs des contraintes sur toute la hauteur de la section et pour l'ensemble des matériaux.

Mais d'abord on déterminera l'évolution des contraintes dans la zone comprimée du béton, puis la section dans les aciers de précontrainte.

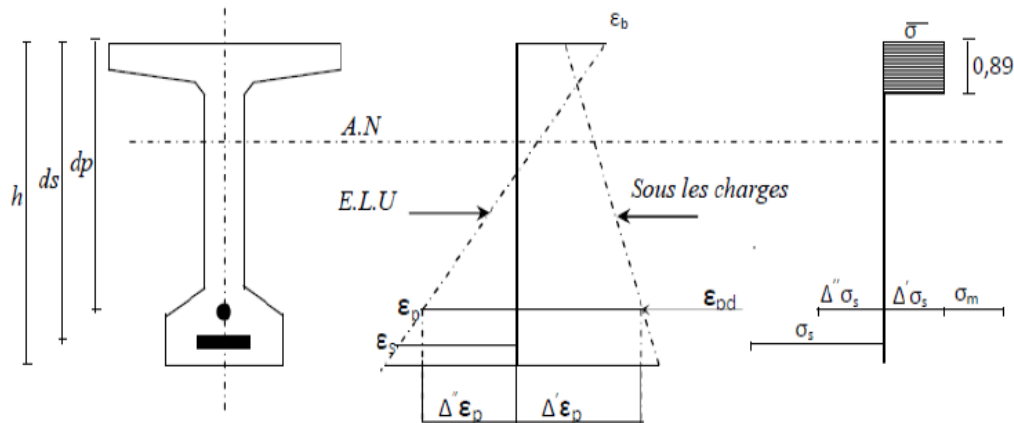


Figure VIII.4 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée.

**a. Contrainte dans le Béton :**

La contrainte maximale dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

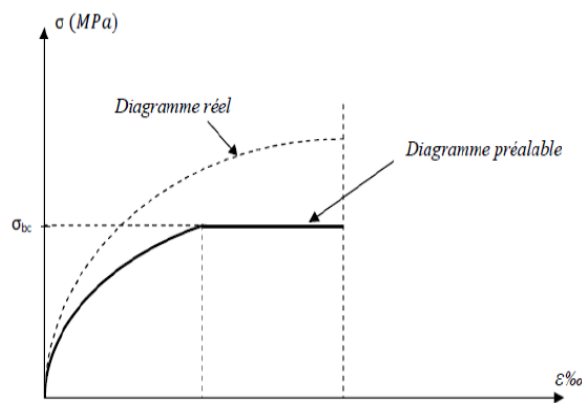


Figure VIII.5 : Modèle de comportement du béton à l'ELU.

**b. Contrainte dans l'acier :**

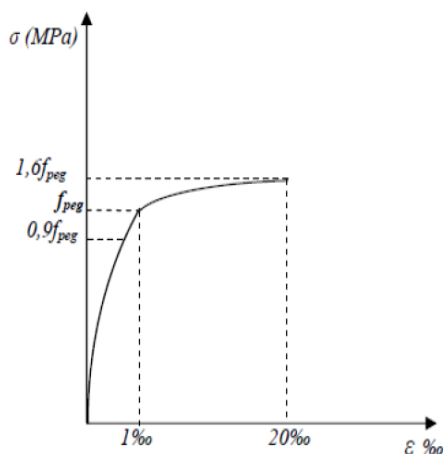
Elle est obtenue à partir des déformations. La déformation à l'ELU pour les armatures de précontraintes et la somme des trios suivants :

- Allongement préalable :  $\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$ .
- accroissement d'allongement  $\Delta' \varepsilon_p$  accompagnant le retour à zéro de la déformation du béton adjacent  $\Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$
- un deuxième accroissement  $\Delta'' \varepsilon_p$  accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

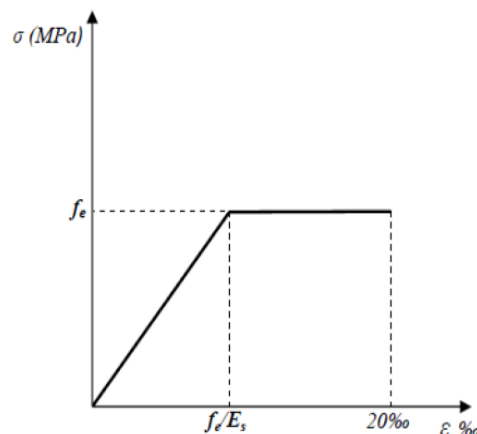
Avec :

$\sigma_{pm}$  : Contrainte probable (à vide) existant dans les armatures à l'âge où l'on effectue la vérification ;

$\sigma_{bpm}$  : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous l'effet des actions permanentes et la précontrainte.



**Figure VIII.6 :** Diagramme contraintes-déformation des torons

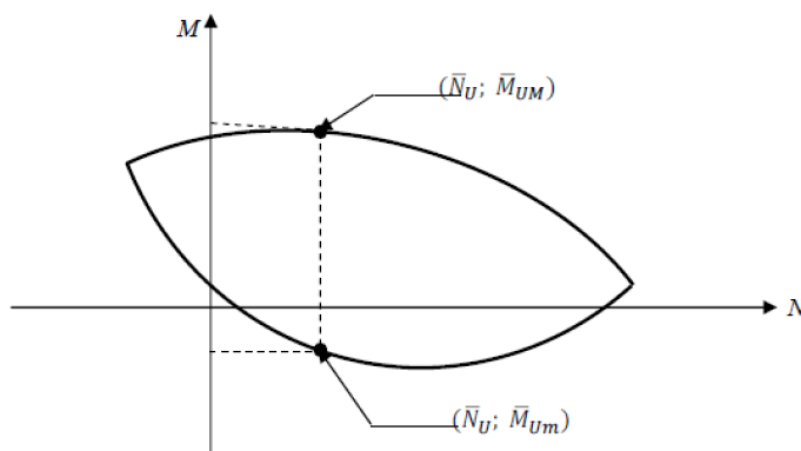


**Figure VIII.7 :** Diagramme contraintes-déformation des torons

### ***1.3. Principe de la méthode de justification :***

Pour que l'élément ne cesse pas de remplir sa fonction, il faut s'assurer que les sollicitations de calcul que nous désignons par « Su » n'atteignent pas le domaine résistant dont la frontière :  $(S_{umu}) (N_u ; M_u)$ .

Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment fléchissant-effort normal.



**Figure VIII.8 :** Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour faciliter la tâche en pratique, on propose la justification suivante :

- On fixe un des deux paramètres, généralement  $\overline{Nu}$ , en prenant ce dernier égal à  $N_u$  qui est celui développé par la sollicitation de calcul « Su ».
- On détermine les deux moments résistants ultimes  $\overline{M}_{Um}, \overline{M}_{UM}$  correspondant à  $N_u$ , et on doit avoir :

$$\overline{M}_{Um} \leq M_U \leq \overline{M}_{UM}$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités suivantes:

• **Equation d'équilibre:**

$$M_u \leq M_{u\max};$$

Avec :

$M_u$ : Moment en point de passage de l'armature moyenne de précontrainte.

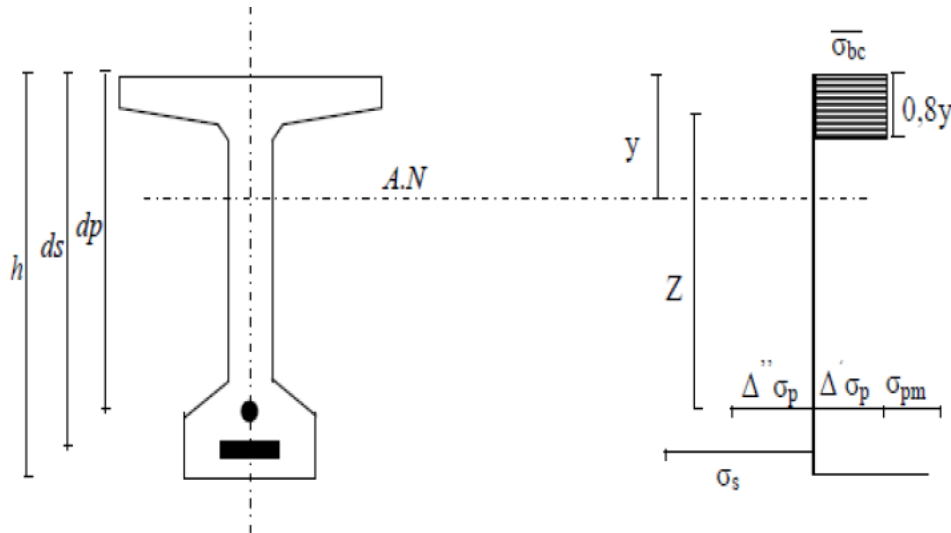


Figure VIII.9 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

L'équilibre est donné par :

$$Nu = \beta c \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} - A_p \times \Delta \sigma_p - A_s \times \sigma_s \dots \dots \dots (1).$$

Le moment résistant ultime est définie par :

$$\overline{M}_{uM} = \beta c \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \times z + A_s (ds - dp) \sigma_s \dots \dots \dots (2).$$

1. Equations liées à l'hypothèse des sections planes :

$$\frac{\Delta' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{dp - y}{y} \dots \dots \dots (3).$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{dp - y}{y} \dots \dots \dots (4).$$

2. Equations donnant le comportement de l'acier :

a. pour les armatures passives:

$$\sigma_s = g \times \varepsilon_s \dots \dots \dots (5).$$

b. pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6).$$

- **Equations donnant l'atteinte à ELU :**

Cet état peut être atteint sur le béton ou sur l'acier. Se qui amène à résoudre une équation de sept inconnus  $\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_b, \varepsilon_s, \bar{M}_{uM}$

La résolution sera faite par tâtonnement, en considérant le diagramme de déformation passant par les pivots A et B :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

A partir de ces valeurs on aura :

$$\left. \begin{array}{l} (5) \longrightarrow \sigma_s \\ (3) \longrightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \longrightarrow \Delta\sigma_p \end{array} \right\} \text{ et on calcul Nu par l'équation (1).}$$

- Si  $\bar{N}u > Nu$  : la section de béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autour de A.
- Si  $\bar{N}u < Nu$  : le diagramme de déformation pivote autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine  $\bar{M}_{uM}$  et on vérifie que :

$$M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

- **Application à notre projet :**

$$dp = 157.5 \text{ cm}$$

$$Ap = 54 \text{ cm}^2$$

$$ds = 165 \text{ cm}$$

$$As = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$H = 170 \text{ cm}$$

$$Nu = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \cdot n \cdot Ap = 1017.76 \times 3 \times 18 \times 10^{-1} = 5495.904 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow Nu = 5495.904 \text{ KN}$$

$$(1) \rightarrow \bar{N}u = \beta \cdot \sigma_{bc} - Ap \cdot \Delta\sigma_p - As \times \sigma_s.$$

$$5495.904 \times 10^3 = 22.67 \times 10 - 1 \cdot \beta c - 54\Delta\sigma_p - 5.65 \sigma_s.$$

$$(2) \rightarrow \bar{M}_{uMax} = \beta c \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} Z + As(ds - dp)\sigma_s.$$

$$\bar{M}_{uMax} = 22.67 \times \beta c \times Z + 5.65 (165 - 157.5) 1000 \times \sigma_s.$$

$$\bar{M}_{uMax} = 22.67 \times \beta c \times Z + 42.37103 \times \sigma_s.$$

- **Equations traduisant le comportement des aciers :**

La surtension des armatures de précontraintes est :

$$(6) \rightarrow \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}).$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = 101.76 \text{ KN/cm}^2 = 1017.60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_p} + \frac{(P_m e_p + M_{min}) e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{5495.904}{7825.55} \times 10 + \frac{(5495.904 \times 10^3 (-99.84 \times 10) + 1882.3 \cdot 10^6) \times (-99.84)}{23133982.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bpm} = 8.579 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où: } \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1017.60}{1.9 \times 10^5} = 5.355 \times 10^{-3}$$

$$\Delta' \varepsilon_{pm} = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \cdot \frac{8.579}{190000} = 2.257 \cdot 10^{-4}$$

- **Atteinte de l'ELU :**

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\text{De (4): } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_p} = \frac{dp-y}{y} \rightarrow y = \frac{ds}{1+\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}} = \frac{165}{1+\frac{10}{3.5}} = 42.78 \text{ cm} = 0.4278 \text{ m.}$$

$$\text{De (3): } \Delta'' \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_b \cdot (dp-y)}{y} = \frac{3.5 \times (1.575 - 0.4278)}{0.4278} \cdot 10^{-3} = 9.3856 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{De (5): } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_s = 10\text{‰})$$

$$\text{De (6): } \Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}).$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (5.353 \times 10^{-3} + 2.257 \times 10^{-4} + 9.3856 \times 10^{-3}) - \sigma_p (5.353 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (14.9643 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p (5.35310^{-3})$$

$$\text{Donc : } \sigma_p = \frac{0.9 f_{peg}}{1.15} = \frac{0.9 \times 1500}{1.15} = 1173.91 \text{ MPa.}$$

$$\text{Alors : } \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1173.91}{190000} = 6.18 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_p < 6.18 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \\ \varepsilon_p > 6.18 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.355 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 5.335 \times 10^{-3} \times 190000 = 1013.65 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = 14.9643 \times 10^{-3} \rightarrow \text{on cherche une valeur de } \sigma_p \text{ tq:}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E} + 100 \left( \frac{\gamma_s \times \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

$$\text{Pour : } \sigma_p = 1510.75 \quad \varepsilon_p = 14.9643 \times 10^{-3}$$

$$\text{D'où : } \Delta \sigma_p = 1510.75 - 1013.65 = 497.1 \text{ MPa.}$$

$$\text{De (1): } \beta c = 0.8 \times y \times b_{moy}$$

Avec :

$$y = 0.4278 \text{ m}$$

$$b_{moy}: \text{ largeur moyenne (hourdis + table): } b_{moy} = \frac{1.10 + 1.75}{2} = 1.425 \text{ m.}$$

- **Diagramme de déformation ultime :**

$$\text{Soit : } \varepsilon_s = 10 \text{‰} ; \varepsilon_b = 2.07 \text{‰}$$

$$y = \frac{1.65}{1+\frac{10}{2.07}} = 0.283 \text{ m.}$$

$$\beta c = 0.8 \times 0.283 \times 1.425 = 0.323 \text{ m}^2$$

$$\Delta''_{\varepsilon_p} = \frac{1.575 - 0.323}{0.323} \times 3.5 \times 10^{-3} = 13.567 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.355 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'_{\varepsilon_p} = 0.226 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{\sigma_p} = \sigma_p (19.148 \times 10^{-3}) - \sigma_p (5.355 \times 10^{-3})$$

$$\Delta_{\sigma_p} = 1425.75 - 1013.65 = 410.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{N}_u = (0.323 \times 22.67 \times 10^3) - (5.4 \times 410.1) - (5.65 \times 34.8) = 4911.25 \text{ KN}$$

$$\bar{N}_u \leq N_u = 5495.904 \text{ KN}$$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

On calcul alors :

$$\bar{M}_{uM} = 22.67 \times \beta_c \cdot Z + 42.37 \times \sigma_s$$

Avec :

$$Z = d_p - 0.4y = 1.575 - (0.4 \times 0.283) = 1.4618 \text{ m}$$

Donc :

$$\bar{M}_{u_{max}} = (22.67 \times 0.323 \times 1.4618) + (42.37 \times 10^{-6} \times 348)$$

$$\bar{M}_{u_{max}} = 10718.6 \text{ KN.m}$$

On remarque que :

$$M_{max} = 5353.50 \text{ KN.m} < \bar{M}_{u_{max}} = 10718.6 \text{ KN.m}$$

D'où : La résistance à l'ELU est assurée.

## II. Justification des contraintes tangentielles :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, celle-ci sera donc dimensionnée de façon à :

- Résister à l'effort de cisaillement.
- Assurer un bon bétonnage.
- Une bonne mise en place des gaines.

A l'E.L.U : vérification de la section d'acier transversal.

A l'E.L.S : vérification de la contrainte de cisaillement.

### II.1. justification des contraintes à l'E.L.S :

Cette justification nous permet de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre, à partir des contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau$  calculées pour l'élément considéré au niveau de la vérification, dans l'hypothèse des déformations élastiques et linéaires des matériaux en supposant le béton non fissuré.

Avec :

$\sigma_x$ : Contrainte normale longitudinale.

$\tau$ : Contrainte tangentielle.

$\sigma_y$ : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle.

Les contraintes  $\sigma_x, \sigma_y, \tau$  calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \dots \dots \dots (1) \end{cases}$$

Lorsqu'une vérification est Nécessaire en un point où  $\sigma_x < 0$ , les conditions précédentes sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots \dots \dots (2)$$

Dans notre cas  $\sigma_t = 0$ , alors (1) et (2) peuvent s'écrire sous la forme suivante:

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times f_{cj} \dots \dots \dots (4)$$

**1. Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant:**

$$\tau_V(y) = \frac{V_{red}}{I_n \cdot b_n}$$

Avec:

$V_{red}$ : effort tranchant réduit.

$$V_{red} = V_{ext} - \frac{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i}{n}$$

$b_n$ : Largeur nette de l'âme de la poutre.

$$b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \phi$$

Avec:

$m$ : Nombre de câble par lit.

$K = \frac{1}{2}$  dans le cas des câbles injectés dans le coulis de ciment.

$S$ : moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

$I_n$ : Moment d'inertie par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

$\tau = \tau_V$  Pour les phases de construction (phases 0, I, II, III, IV).

$\tau = \tau_V + \tau_t$  Pour la phase d'exploitation (phase V).

### 2. Application au projet:

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, avec trois câbles à l'appui. La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phases de construction.

Section	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + hourdis
$B (cm^2)$	7745.6	10595.69
$V' (cm)$	81.95	102.95
$V cm$	68.05	47.05
$I_G (cm^4)$	16323809.94	22104817.22
$\rho (\%)$	37.95	43.07
$e_p (cm)$	-14.32	35.32
$r^2 (cm^2)$	2107.49	2086.21

Tableau VIII.6 : Caractéristiques géométriques de la section nette à l'appui.

#### La phase I :

On tire les trois câbles de la 1<sup>ère</sup> famille au 14<sup>ème</sup> jour à 50% de précontrainte.

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1350 = 678 \text{ MPa.}$$

$$G = 1.4887 \text{ t/ml.}$$

$$V_{gp} = \frac{gL}{2} = \frac{1.4887 \times 32}{2} = 238.19 \text{ KN.}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 180 = 90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8 \Delta\sigma_i .$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 \times 675 - 0.8 \times 90 = 616.5 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{pi} = 2 \times 1800 \times 616.5 \times 10^{-3} = 2219.4 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = V_{gp} - \frac{P_1}{2} \times \sum \sin \alpha_i .$$

$$V_{red} = 238.19 - \frac{2219.4}{2} \times 0.2952 = -89.171 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = -89.171 \text{ KN.}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\text{approximativement : } S = \frac{I_G}{0.8h} .$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \times 0.8h} \quad \text{avec: } b_n = 47 - \frac{7.5}{2} = 43.25 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-89.171}{43.25 \times 0.8 \times 150} = -0.172 \text{ MPa.}$$

- *Contrainte normale  $\sigma_G$  au niveau du centre de gravité :*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B} \times \left(1 - e_p \frac{V}{r^2}\right) \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B} \left(1 + e_p \frac{V}{r^2}\right) \end{cases}$$

Avec :

$$N_1 = \frac{P_1}{n} \sum_i^n \cos \alpha_i$$

$$N_1 = \frac{3437.59}{n_3} (2.93) = 3437.59 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{2190.54 \times 10}{7745.6} \times \left(1 - 14.32 \frac{68.05}{2107.49}\right) = 1.52 \text{MPa.} \\ \sigma_i = \frac{2190.54 \times 10}{7745.6} \left(1 + 14.32 \frac{81.95}{2107.49}\right) = 4.40 \text{MPa.} \end{cases}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V = 1.52 + \frac{4.40 - 1.52}{150} \times 68.05 = 2.83 \text{MPa.}$$

Vérification des deux inégalités (3) :

$$\begin{cases} 0.03 \leq 0.4 \times 2.65 \times \left(2.65 + \frac{2}{3} 2.83\right) = 4.82 \text{MPa.} \\ 0.03 \leq 2 \times \frac{2.65}{34.25} \times (0.6 \times 34.25 - 2.83) \times \left(2.65 + \frac{2}{3} 2.83\right) = 12.07 \text{MPa.} \end{cases}$$

$\begin{cases} 0.03 \leq 4.82 \text{MPa} \\ 10.03 \leq 12.07 \text{MPa} \end{cases}$  Vérifiée.

On suit la même méthode de travail pour les autres phases :

Phases	V (KN)	P (KN)	V <sub>red</sub> (KN)	$\tau_y$ (MPa)	Contrainte normale			vérification	
					$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_G$	inégalité (1)	inégalité (2)
<b>I</b>	238.19	2219.40	-89.17	-0.172	1.52	4.4	2.83	vérifiée	vérifiée
<b>II</b>	238.19	4438.80	-416.18	-0.988	3.35	5.2	5.66	vérifiée	vérifiée
<b>III</b>	432.23	4438.80	-295.32	-0.678	1.46	5.5	3.26	vérifiée	vérifiée
<b>IV</b>	632.33	4438.80	-75.32	-0.185	1.25	5.4	3.24	vérifiée	vérifiée
<b>V</b>	912.23	4219.52	-85.23	-0.130	1.04	5.7	3.01	vérifiée	vérifiée

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

On conclut que les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases ; en construction et en exploitation.

### II.2. Justification à l'ELU (B.P.E.L 91 Art 7.3) :

#### 1. Armatures transversales minimum : (B.P.E.L 91 Art 7.3, 22) :

Espacement :

$$s_t \leq \min\{1m ; 0.8h ; 3b_0\} \rightarrow \min\{1m ; 1.2m ; 14.1m\} = 1m.$$

$$\Rightarrow s_t \leq 1m.$$

Le minimum d'armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_{tmin}}{b_n s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6 MPa.$$

$$\Rightarrow \frac{A_{tmin}}{s_t} \geq \frac{0.6 \cdot \gamma_s \cdot b_n}{f_e} = \frac{0.6 \times 1.15 \times 43.25 \times 100}{400} = 7.46 cm^2/ml.$$

On adopte des cadres 2T10  $A_t = 1.75 cm^2$

$$s_t \leq \frac{f_e \cdot A_t}{0.6 \gamma_s b_n} \Rightarrow s_t \leq \frac{1.57 \times 400 \times 10^{-4}}{0.6 \times 43.25 \times 1.15 \times 10^{-2}} = 0.21m.$$

On prend  $s_t = 25 cm$  (section médiane) et  $S_t = 15cm$  (en appui).

#### 2. Justification des armatures transversales :

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures.

Il faut vérifier la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_n s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left( \tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \tan \beta_n + \frac{f_{tj}}{3}. \quad (B.P.E.L 7.3.22).$$

$$\Rightarrow \tau_{red} \leq \frac{A_t}{b_n s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}.$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau''_{red}}{\sigma_s - \sigma_t}$$

Avec:  $\tau''_{red} = \tau''_v + \tau''_T$

$$\tau''_v = \frac{V''_{red}}{0.8 \times h \times b_n} \quad \text{et} \quad V''_{red} = V_u - \frac{P_u}{n} \sum_i^n \sin \alpha_i$$

$$P_u = n(P_0 - \Delta P)$$

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_i(1) + \Delta \sigma_{diff}(1)$$

$$P_u = 2 \times (1350 - (180.49 + 168.6)) \times 18 \times 10^{-1} = 3538.479 KN.$$

$$V''_{red} = 1127.3 - \frac{3538.476}{2} \times 0.295 = 1605.021 KN.$$

Avec:  $V_{u\max} = 1127.3 KN.$

$$\tau''_v = \frac{605.021 \times 10}{0.8 \times 43.25 \times 170} = 1.03 MPa$$

$$\tau''_{red} = 1.03 + 1.319 = 2.349 MPa.$$

- **Angle d'inclinaison  $\beta_u$ :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{3538.476}{2} \times 1.9473 = 3493.01 KN.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = \frac{3493.01 \times 10}{10595.69} \left[ 1 - \frac{35.32 \times 47.05}{2086.21} \right] = 1.67 MPa. \\ \sigma_i = \frac{3493.01 \times 10}{10595.69} \left[ 1 + \frac{35.32 \times 102.95}{2086.21} \right] = 9.04 MPa. \end{cases}$$

$$\sigma_G = 1.67 + \frac{9.04 - 1.67}{170} = 1.71 MPa.$$

$$\text{D'où: } \tan 2\beta = \frac{2 \times 2.349}{1.71} \Rightarrow \beta = 34.94^\circ.$$

- **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{As}{St} \geq \left( \tau''_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \left( \frac{1.15 b_n}{f_e} \right) tg \beta.$$

$$\Rightarrow \frac{As}{St} \geq \left( 2.349 - \frac{3}{3} \right) \left( \frac{1.15 \times 43.25}{400} \right) tg 34.94$$

$$\Rightarrow \frac{As}{St} \geq 11.71 cm^2/ml.$$

$$\Rightarrow \frac{As}{St} \geq \max(11.71; 6.21) = 11.71 cm^2/ml.$$

Soit le ferrailage transversal 4HA12 = 4,51 cm<sup>2</sup>

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinés à reprendre l'effort tranchant.

$$s_t \leq \frac{4.51}{11.71} = 0.38 m.$$

On prendra  $s_t = 20$  cm (pour la section médiane).

- **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins égales à 2 cm<sup>2</sup>/ml.

On prendra un cadre de HA12 chaque 20 cm.

### 3. Justification des bielles de compression du béton (BPEL 91, Art 7.6, 53) :

Il faut respecter la condition suivante :

$$\tau''_{vu}{}^2 + \tau''_{Tu}{}^2 \leq \left( \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} \right)^2.$$

$$1.03^2 + 1.319^2 = 2.80 MPa.$$

$$\left(\frac{40}{4 \times 1.5}\right)^2 = 44.44 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 2.8 \text{ MPa} \leq 44.44 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

#### 4. Justification des armatures longitudinales (B.P.E.L 91, Art7.6, 55) :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par le recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut:

$$F_t = \tau''_T \times b_n \cot g \beta_u.$$

$$\sigma_t = \frac{F_T}{B_{\text{âme nette}}}$$

$$\text{Avec : } B_{\text{âme nette}} = B_{\text{brute}} - B_{\text{gaine}} = 47 \times 150 - 2\pi \frac{7.5^2}{4} = 0.70 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_t = \frac{1.319 \times 0.43 \times 1.43}{0.70} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_t = 1.15 < \sigma_G = 1.71 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

### III. Etude de la zone d'about :

#### III.1. Calcul justificatif réglementaire en section particulières :

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés. On distingue :

- Les zones d'ancrage des armatures de précontrainte (zone d'about).
- Les zones d'application des réactions d'appui (zone d'appui).

##### 1. Etude de la zone d'about :

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui, et à l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1<sup>ère</sup> zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

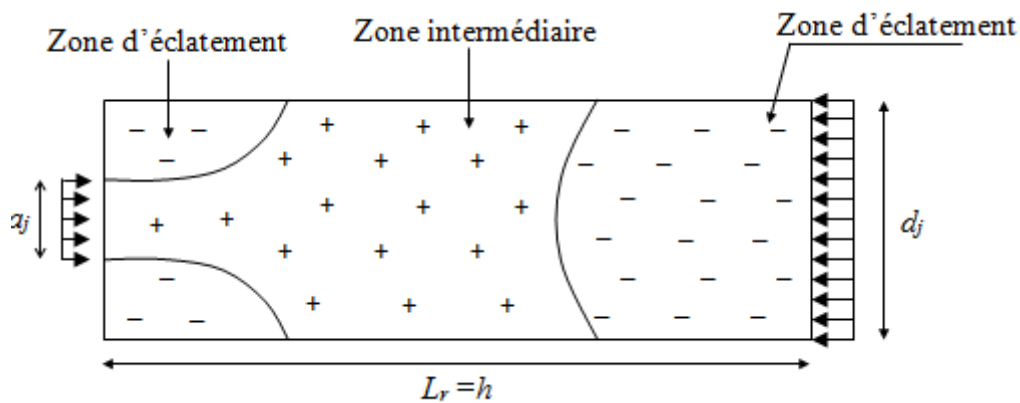


Figure VIII.10 : Zone de concentration des contraintes.

## a. Etude de la première zone de régularisation :

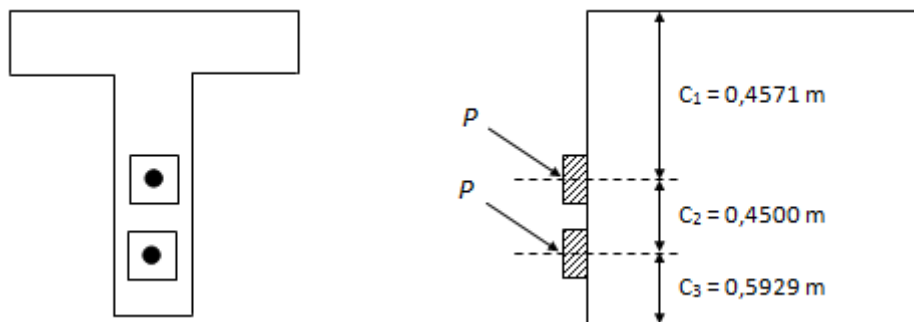


Figure VIII.11 : Zone d'about.

$$d_1 = \min(2c_1, c_2) = 45 \text{ cm}$$

$$d_2 = \min(c_2, 2c_3) = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_{\min} = 45 \text{ cm}$$

• **Zone de surface :**

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \max \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \lim}}$$

Avec :

$$P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} \cdot A_p = 2,43 \text{ MN}$$

$$\sigma_{s \lim} = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}$$

✓ **Plan vertical :**

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2,43}{266,67} = 3,645 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit un cadre de HA16 ;  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

✓ **Plan horizontal :**

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2 \cdot 2,43}{266,67} = 7,290 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit 2 cadres de HA16 ( $8,04 \text{ cm}^2$ ) (1cadre autour de chaque ancrage).

• **Zone intermédiaire comprimée :**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :  $b = 0,47 \text{ m}$  ;  $d_j = 0,45 \text{ m}$

**Au 7<sup>ème</sup> jour :**  $f_{c7} = 26,49 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = \frac{0,5 \cdot 2,43}{0,47 \times 0,45} = 5,745 \text{ MPa} \leq 17,66 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

**Au 14<sup>ème</sup> jour :**  $f_{c14} = 37,8549 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m14} = \frac{2,43}{0,47 \times 0,45} = 11,489 \text{ MPa} \leq 25,2366 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

• **Zone d'éclatement :**

**Vérification des contraintes d'éclatement :**

La contrainte de traction du béton  $\sigma_{teg}$  doit vérifier :

**Plan vertical :**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{ij}$$

**Plan horizontal :**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{ij}$$

✓ **Plan vertical :**

**Au 7<sup>ème</sup> jour :**  $f_{t7} = 2,189 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,27}{0,45} \right) \frac{0,5 \cdot 2,43}{0,47 \cdot 0,45} = 1,1489 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{te7} = 1,1489 \text{ MPa} \leq 2,736 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Au 21<sup>ème</sup> jour :  $f_{t21} = 2,871 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te21} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,27}{0,45} \right) \cdot \frac{2,43}{0,47 \cdot 0,45} = 2,298 \text{ MPa} \leq 3,589 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

✓ **Plan horizontal :**

Au 7<sup>ème</sup> jour :  $f_{te7} = 2,189 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,27}{0,47} \right) \cdot \frac{0,5 \cdot 2,43}{0,47 \cdot 0,45} = 1,222 \text{ MPa} \leq 2,736 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

Au 21<sup>ème</sup> jour :  $f_{t21} = 2,871 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te21} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,27}{0,47} \right) \cdot \frac{2,43}{0,47 \cdot 0,45} = 2,445 \text{ MPa} \leq 3,589 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

• **Ferraillage d'éclatement :  $A_e$**

✓ **Plan vertical :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,27}{0,45} \right) \cdot \frac{2,43}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 9,11 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,43}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 13,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 13,67 \text{ cm}^2$$

On dispose 4 cadres HA16 ( $16,08 \text{ cm}^2$ )

✓ **Plan horizontal :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,27}{0,47} \right) \cdot \frac{2 \cdot 2,43}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 19,38 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2 \cdot 2,43}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 27,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 27,34 \text{ cm}^2$$

On dispose 8 cadres HA16 ( $32,17 \text{ cm}^2$ ) autour de chaque plaque d'ancrage.

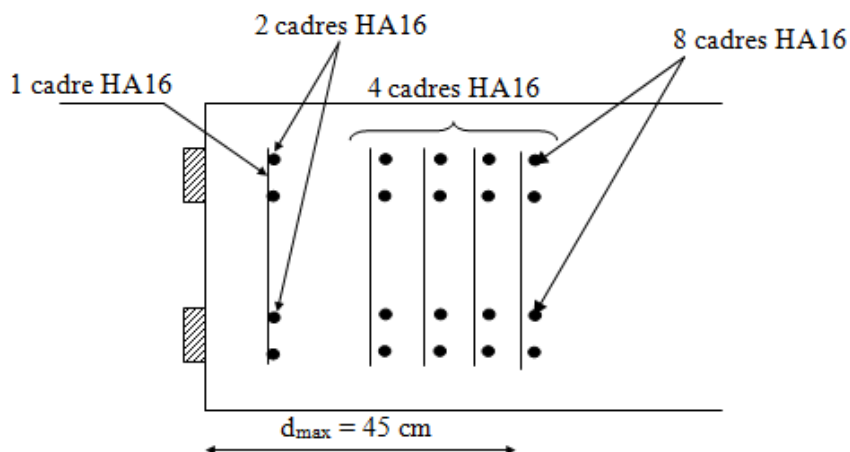


Figure VIII.12 : Ferrailage de la 1<sup>ère</sup> zone de régularisation.

**b. Etude de la deuxième zone de régularisation :**

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d'un côté aux forces de précontrainte  $P_j$  et de l'autre aux contraintes  $\sigma(P_j)$  et  $\tau(P_j)$ .

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.

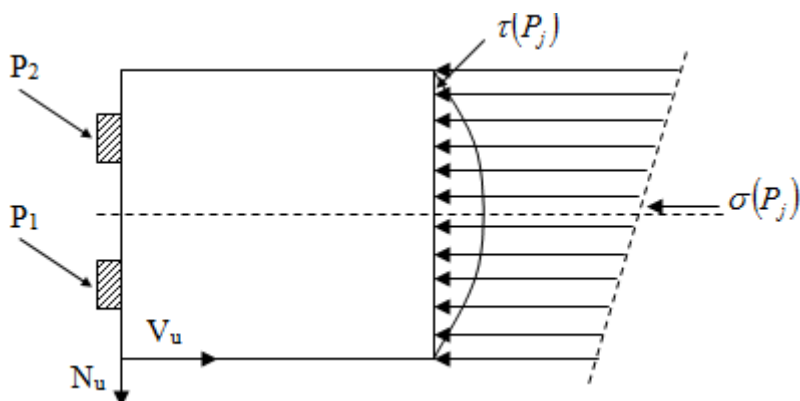


Figure VIII.13 : Concentration des contraintes.

La contrainte de cisaillement maximale est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{ij}$$

Avec :

$$\tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \quad ; \quad S(t) = b_0 t \left( v' - \frac{t}{2} \right)$$

$L_r = h$  : Longueur de régularisation.

$b$  : Largeur de la section.

$\tau_x$  : Contrainte de cisaillement due à  $V_x$

**Données :**

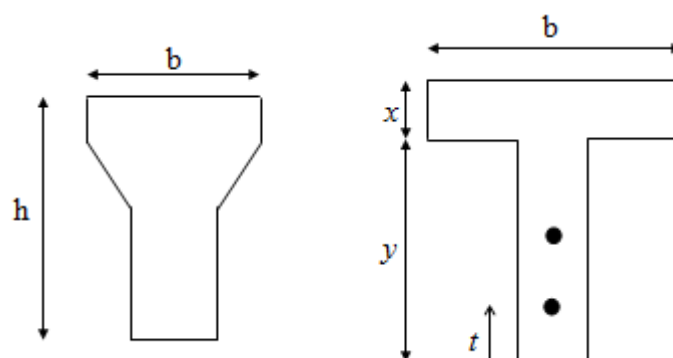
$$B_n = 0,7764m^2; I_n = 0,0967m^4; v'_n = 0,8159m; v_n = 0,6805m; \alpha_1 = 5^\circ; \alpha_2 = 12^\circ; b_n = 0,4325m$$

$$A_p = 1800 \cdot 10^{-6} m^2; \sigma_{p_0} = 1350MPa; \Delta\sigma_{ins} = 180.49MPa; V_G = G_{ps} \cdot \frac{l}{2} = 0,2382MN$$

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(P_j) dt$$

$$N_t = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int_t \tau(P_j) dt$$

*Section équivalente :*



**Figure VIII.14 :** Section équivalente.

$$\begin{cases} x + y = 1,5 m \\ 1,03x + 0,47 y = 0,7746 m^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0,1243 m \\ y = 1,3757 m \end{cases}$$

**Au 7<sup>ème</sup> jour :**

- Calcul de  $\sigma$  :

$$\sigma(y) = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos \alpha_i \cdot e_i}{I_n} y$$

Avec :

$$P_i = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) \cdot A_p$$

$$P_{1,2} = (1350 - 180.49) \cdot 0,5 \cdot 1800 \cdot 10^{-6}$$

$$P_{1,2} = 1,02556MN / \text{câble}$$

Câble	$P_i$	$A_i$	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	$e_i$	$P_i \cos \alpha_i e_i$
1	1,0255	5°	1,0216	0,0893	-0,225	-0,22986
2	1,0255	12°	1,0031	0,2132	0,225	0,225698
$\Sigma$	/	/	2,0247	0,3025	/	-0,0042

**Tableau VIII.8 :** Forces de précontrainte.

D'où :  $\sigma(y) = 2,608 - 0,0434y$

Ecrivons  $\sigma$  en fonction de  $t$  :

$$\sigma(t) = 3.327 - 0,0434 t$$

Avec  $t = v' + y \Rightarrow y = t - 0,7188$

**Calcul de  $V_x$  :**

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(t) dt$$

$$\int_t \sigma(t) dt = [3.327t - 0,0217 t^2]$$

Le récapitulatif des contraintes est donné par le tableau suivant :

$t (m)$		$S (t) (m^3)$	$V_x (MN)$	$\tau_x (MPa)$	$\tau (MPa)$	$ \tau_x + \tau $
<b>0,50</b>	$-\xi$	0,110	-0,4301	-1,220	-0,2350	1.455
	$+\xi$		0,2123	0,602		0,367
<b>0.95</b>	$-\xi$	0,110	-0,1734	-0,492	-0,2350	0.727
	$+\xi$		0,4217	1,1961		0.961
<b>1,3757</b>	/	0,084	0,3571	1,0130	-0.1791	0,834

**Tableau VIII.9 : Valeurs des contraintes de cisaillement ( $\tau_x$  et  $\tau$ ).**

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| = 1.455 \text{ MPa} \leq 1,5 f_{t7} = 3,2841 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

- **Ferrailage complémentaire :**

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\sigma_{s \lim}}$$

Avec :

$$V_{xe \max} = V_{x \max} \left[ 1 - \left( \frac{f_{ij}}{3\tau_{x \max}} \right)^2 \right]$$

$$\tau_{x \max} = 1.1961 \text{ MPa}$$

$$V_{x \max} = 0,0.4217 \text{ MN}$$

$$V_{xe \max} = 0,513 \text{ MN}$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int_t \tau dt$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{b \sum P_i \sin \alpha_i}{I_n b_n} \int_t S(t) dt$$

$$N_{tc} = 0,295 - \frac{0,47 \times 0,295}{0,0967 \times 0,4325} \int_0^{0,95} (-0,235t^2 + 0,338t) dt$$

$$N_{tc} = 0,012 \text{ MN}$$

$$D'où : A_c = \frac{0,513 - 0,012}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 18,78 \text{ .cm}^2$$

$$A_s + A_e = 4,02 + 16,08 = 20,1 \text{ cm}^2$$

$A_c > (A_s + A_e)$  D'où la section à mettre en place est la différence :  $A_c - (A_s + A_e)$  répartie sur  $2/3l_r$ .

$$A_c - (A_s + A_e) = 1,32 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit (2 cadre de HA10} = 1,57 \text{ cm}^2).$$

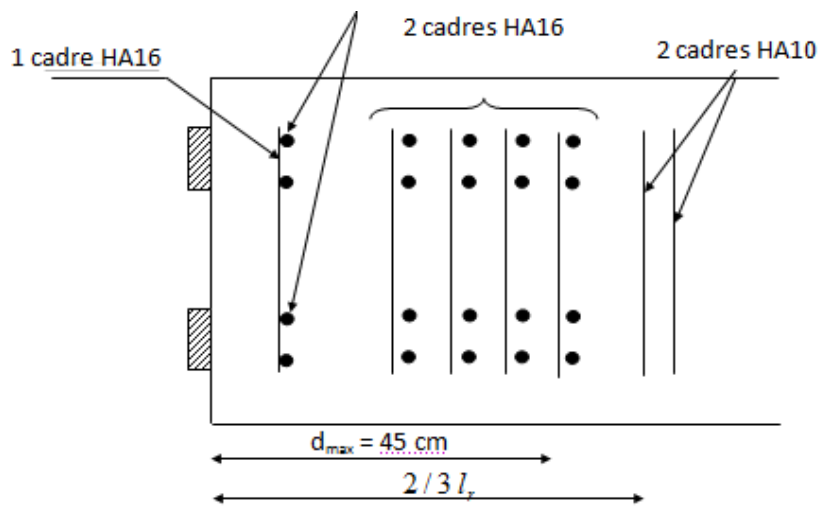


Figure VIII.15 : Ferrailage de la zone d'about.

## 2. Etude de la zone d'appui :

Cette zone est soumise à des forces concentrées due aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

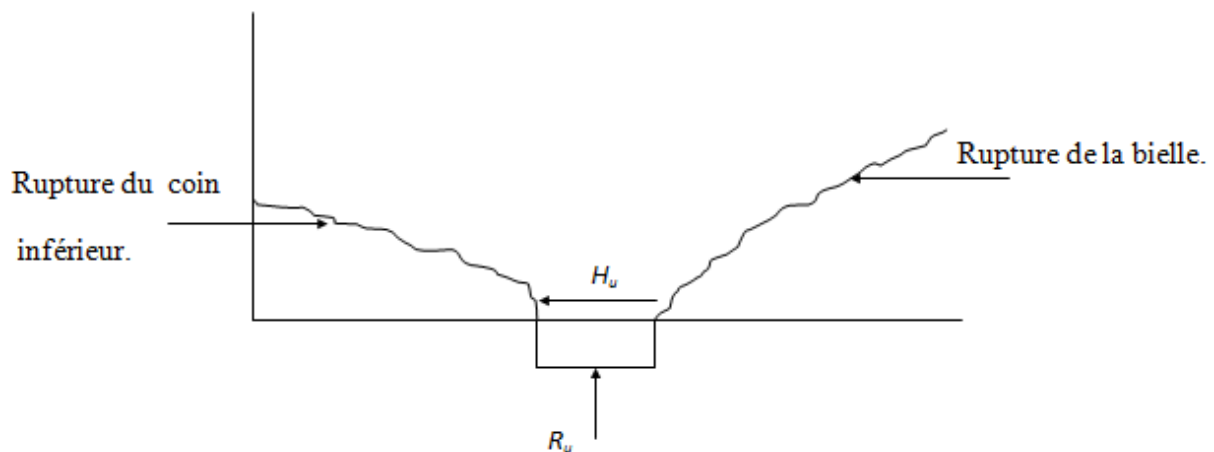


Figure VIII.16: Rupture de la bielle et du coin inférieur.

• **Equilibre de la bielle d'about :**

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_u$  et une réaction horizontale  $H_u$ .

Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\sum P_i \sin \alpha_i$  et  $\sum P_i \cos \alpha_i$ .

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison  $\theta$  dépassé l'angle d'application  $\beta_u$  donnée par la formule.

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Avec :  $\sigma_{yu} = 0 \Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$

La condition à vérifier :  $\operatorname{tg} \theta \leq \operatorname{tg} \beta_u$

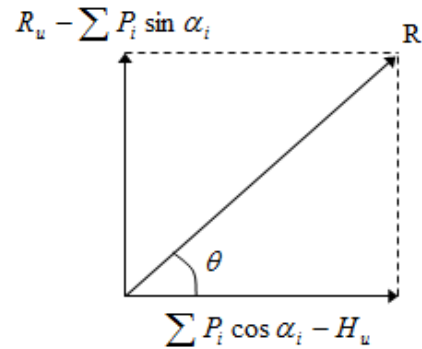


Figure VIII.17 : La résultante des forces.

Le calcul consiste un premier lieu à rechercher le niveau r de la poutre tel que donné dans la formule :  $\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \operatorname{cotg} \beta_u$

$\bar{P}_i$  : Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

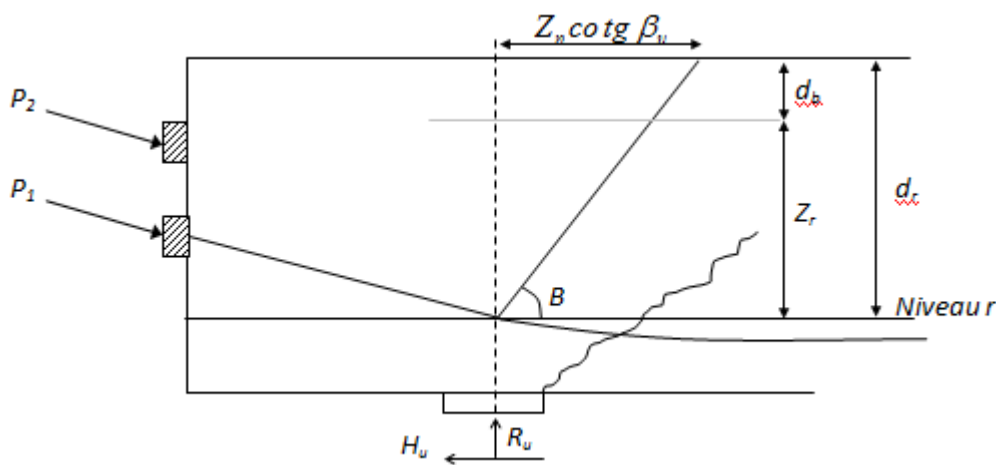


Figure VIII.18 : Représentation de la bielle.

**Application à notre projet :**

$$\bar{P}_i = \min \begin{cases} 1,2 (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_T) \cdot A_p = 2,3505 \text{ MN / câble} \\ \frac{f_{prg} \cdot A_p}{1,15} = 2,8147 \text{ MN / câble} \end{cases} \quad \bar{P}_i = 2,3505 \text{ MN / câble}$$

$$V_{u\text{red}} = R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i$$

$$V_{u\text{red}} = R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i = 1,0735 - 2,3505 (\sin 5 + \sin 12) = 0,3799 \text{ MN}$$

$$\tau_{u\text{red}} = \frac{V_{u\text{red}} \cdot S}{I \cdot b_n} = \frac{0,3799 \cdot 0,1696}{0,0967 \cdot 0,4325} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i}{B_h} = \frac{2,3505(\cos 5 + \cos 12)}{0,7764} = 5,9772 \text{ MPa}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}} = 0,5152 \Rightarrow \beta_u = 13,63^\circ \quad \text{On prend } \beta_u = 30^\circ$$

- **Recherche du niveau r :**

- Câble 1 :**

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \cotg \beta_u$$

$$2,35 \geq 1,02 \quad (\text{Vérifiée})$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1.

*Conclusion :*

La fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau  $d_r$ .

$$db = \frac{h}{10} = 0,15 \text{ m}$$

$$d_r = l_r - y_{\text{cable}} = h - y_{\text{cable}} = 1,5 - 0,5 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 1 - 0,15 = 0,85 \text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1 \text{ m}$$

D'où :  $Z > Z_r$  : la section déjà calculée doit être majorée par  $Z/Z_r$  et placée sur une longueur  $(Z_r \cotg \beta_n)$  à partir de l'appui.

$$\frac{Z}{Z_r} = 1,18 \quad \text{d'où: } A_t = 2,26 \text{ cm}^2 .$$

La quantité d'armatures est donc :  $A'_t = \frac{Z}{Z_r} \cdot A_t = 2,67 \text{ cm}^2$

$$A'_t = 2,67 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 4\text{HA}10 (A' = 3,14 \text{ cm}^2))$$

- **Equilibre du coin inférieur :**

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du coin inférieur en vérifiant l'égalité :  $\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \phi$

Avec :

$\alpha$  : Angle de la résultante avec la normale à  $P_i$ .

$\phi$  : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne  $\phi = \text{arc tg } \frac{2}{3}$

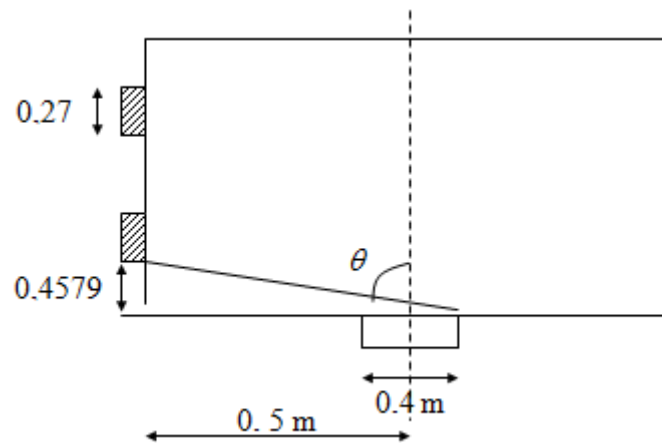


Figure VIII.19 : Coin inférieur.

Il faut vérifier que :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cdot \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{0,675}{0,5} = 1,35$$

$$\lambda = \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta} = 0,049$$

- Au niveau du câble N°1 :

$$\sum \bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u = 2,2976 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum P_1 \sin \alpha_1) \lambda = 0,015 \text{ MN}$$

$$2,2473 \text{ MN} > 0,015 \text{ MN} \quad (\text{Vérifiée})$$

- Au niveau du câble N°2 :

$$\sum \bar{P}_1 (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2) - H_u = 4,6392 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum P_1 (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)) \lambda = 0,7671 \text{ MN}$$

$$4,6392 \text{ MN} > 0,7671 \text{ MN} \quad (\text{Vérifiée})$$

**Calcul de la section d'acier minimale :**

$$\operatorname{tg} \emptyset = \frac{2}{3} = \frac{0,5}{x}$$

$$x = 0,75 \text{ m} > 0,675 \text{ m}$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas atteint par le flux de précontrainte d'où :  
 $K = 0$  et la section d'acier est donnée par la formule :

$$A_{t\min} = \frac{0,04 R_u}{f_e / \gamma_s} \cdot (5 - 4K)$$

$$A_{t\min} = \frac{0,04 \times 1,0735}{400/1,15} \cdot 5 = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 6,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 (6,78 cm<sup>2</sup>).

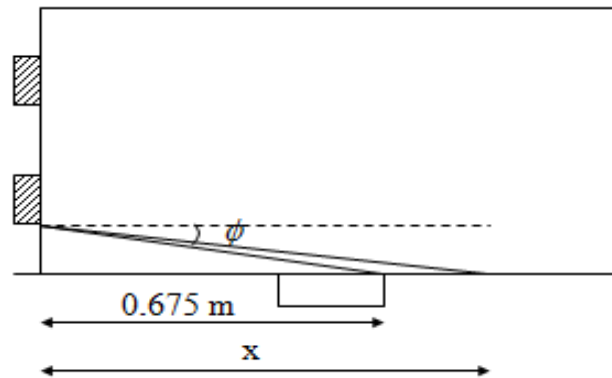


Figure VIII.20 : Plan de rupture.

# Chapitre IX

## *Calcul des déformations*

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement, Etc.).

Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté et les déplacements d'appui.

### **I. Calcul des flèches :**

#### **1. Flèche due au poids propre :**

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi-travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5GL^4}{384E_v \cdot I_{eq}} = \frac{5M_G L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

$L$ : La portée = 32 m

$E_v$ : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000^3 \sqrt{f_{c28}}}{3} = 12539.82 MPa$$

$G$  : poids propre du tablier porté par une poutre.

$I_G$  : Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis ».

D'où :

$$F_G = \frac{5 \times 2.9283 \times 10^{-2} (32)^4}{384 \times 12539.82 \times 0.2561} = 12.45 cm$$

#### **2. Flèche due aux surcharges :**

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_s = M_t - M_s = 396.566 - 188,23 = 208,336 t \cdot m$$

$$f_s = \frac{5 \times 208,336 \times 32^2}{48 \times 12539,82 \times 25610000 \times 10^{-6}} = 0,0691 m = 6,91 cm$$

#### **3. Contre flèche :**

Pour une poutre de portée ( $l$ ), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est :  $f = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} dx$

Avec :

$M_x dx$  : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est sous la forme suivante :

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i$$

Avec :  $N_i = P \Sigma \cos a_i$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_{pm} A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$$

Avec :

$\sigma_{pi}$  : Contrainte initiale (h, b, B)

$\sigma_{ps}$  : Contrainte en service (finale).

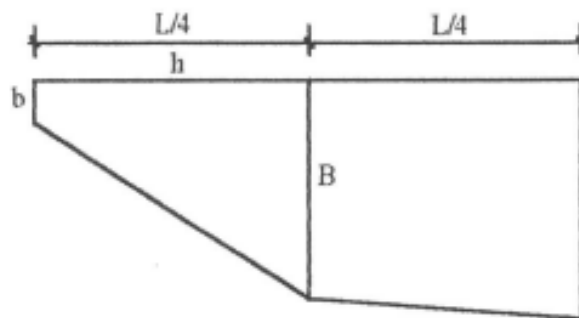


Figure IX.1 : Diagramme des moments dans une poutre.

Sections	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\sigma_{ps}$ (MPa)	$\sigma_{pm}$ (MPa)
0	1169,51	1000,91	1085,21
L/4	1225,48	999,36	1112,42
L/2	1209,00	1017,76	1113,38

Tableau IX.1 : Valeurs de  $\sigma_{pm}$  dans les différentes sections.

sections	$\Sigma \cos a_i$	N(KN)	$e_{pi}$ (m)	$M_{pi} = N_i \times e_{pi}$
0	1,794	3504,36	-0,353	-1237,039
L/4	2,8803	5767,385	-0,454	-2618,392
L/2	2,8803	5772,363	-0,998	-5760,818

Tableau IX.2 : Valeurs des moments aux différentes sections.

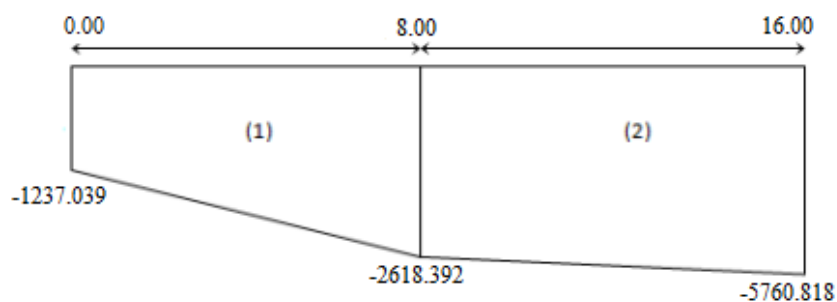


Figure IX.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) du centre de gravité par rapport à la plus petite est :

$$X_i = \frac{h \cdot (2B + b)}{3(B + b)}$$

Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche) :

*Trapèze(1) :*

$$X_1 = \frac{8 \times (2 \times 2618,39 + 1237,04)}{3(2618,39 + 1237,04)} = 4,477m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L M_x \times dx = \frac{X_1 \cdot A_1}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 4,477 \times \frac{1237,039 + 2618,39}{2EI} \times 8 = \frac{69043,02}{EI}$$

*Trapèze(2) :*

$$X_2 = \frac{8 \times (2 \times 5760,82 + 2618,39)}{3(5760,82 + 2618,39)} + 8 = 12,50m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L M_x \times dx = \frac{X_2 \cdot A_2}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 12,5 \times \frac{5760,82 + 2618,39}{2EI} \times 8 = \frac{418960,5}{EI}$$

$$\text{Donc : } f_p = -\frac{(69043,02 + 418960,5) \times 10^{12}}{12359,82 \times 25610000 \cdot 10^4} = -154,17mm = -15,410cm$$

#### 4. Flèche totale :

- *En service à vide :*

$$f = f_G + f_p = 12,45 - 15,41 = -2,96cm$$

- *En service en charge :*

$$f = f_G + f_p + f_s = 12,45 - 15,41 + 6,91 = 3,95cm$$

## II. Calcul des rotations :

### 1. Sous le poids propre :

La rotation « w » à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$w_G = \frac{L \times M_G}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$w_G = \frac{188,23 \times 32 \times 10^{10}}{3 \times 12102,945 \times 35174586,87 \times 10^4} = 0,471 \times 10^{-2}rd$$

### 2. Sous les surcharges :

$$w_s = \frac{q_s \times l^3}{E_v \times I_G} = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$w_s = \frac{396,55 \times 32 \times 10^{10}}{3 \times 12102,945 \times 35174586,87} = 0,9935 \times 10^{-2}rd$$

**3. Sous la précontrainte :**

$$w_p = \frac{1}{EI} \int M_x \cdot dx = -\frac{\Sigma A_i}{EI} = -\frac{2 \cdot \left( \frac{1237,039 + 2618,392}{2} + \frac{5760,82 + 2618,392}{2} \right)}{12102,945 \times 35174586,87 \times 10^4} \times 8 \cdot 10^9$$

$$w_p = -2,29 \times 10^{-2} rd$$

Avec :

$A_i$  : Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

**4. Rotation résultante :**

- *A vide :*

$$w = w_G + w_p = (0,471 - 2,29) \times 10^{-2} = -1,819 \cdot 10^{-2} rd$$

- *En charge :*

$$w = w_g + w_p + w_s = -0,825 \times 10^{-2} rd$$

**III. Calcul des déplacements d'appui :****1. Déplacement due à la rotation :**

$$\Delta_w = \frac{w \times h}{2} = \frac{-0,825 \times 10^{-2}}{2} \times 150 = -0,62 cm$$

**2. Déplacement due au retrait :**

La valeur moyenne du retrait étant :  $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \cdot 3200}{2} = 0,48 cm$$

**3. Déplacement due au fluage :**

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \times \frac{L}{2}$$

Avec :  $\varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot \sigma}{E_i}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{40}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_m(1^{ère} \text{ famille}) + \sigma_m(2^{ème} \text{ famille})}{2} = \frac{16,03 + 8,18}{2} = 12,105 MPa$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 12,105}{37619,47} = 6,43 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{flu} = \frac{6,43 \cdot 10^{-4} \times 3200}{2} = 1,03 cm$$

**4. Déplacement due à la variation de la température :**

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3200}{10000} = 0,32 cm$$

**5. Déplacement total :**

$$\Delta_{t \max} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = 1.21 \text{ cm}$$

$$\Delta_{t \max} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} - \Delta_t = 0.57 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc aucun risque pour notre ouvrage.

# Chapitre X

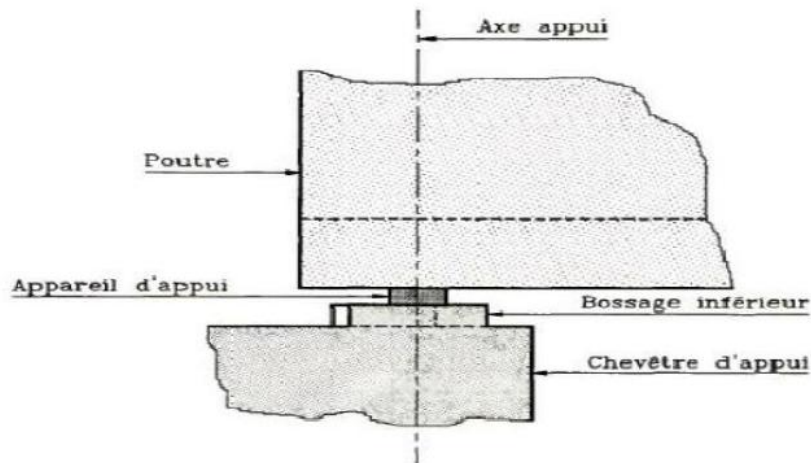
## *Les équipements de pont*

### *I.Appareils d'appuis :*

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure tout en permettant l'absorption des déplacements, efforts horizontaux et les rotations et cela pour assurer la stabilité à l'ensemble du pont.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis métalliques.



*Figure X.1 : position de l'appareil d'appui.*

Dans notre cas on a choisi l'appareil d'appuis en élastomère fretté, car il est le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons ci-après :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ✓ Leur coût est relativement modéré.



*Figure X.2 : appareil d'appui en élastomère fretté.*

## 1. Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.

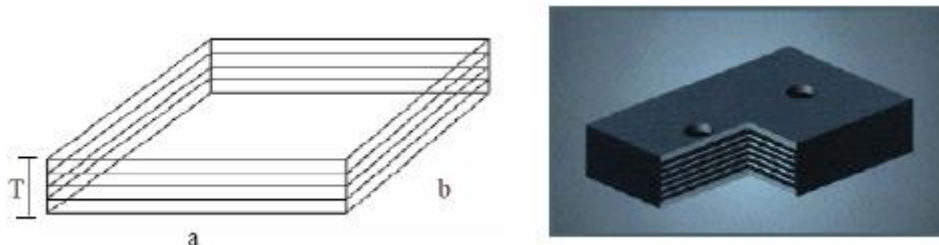


Figure X.3 : Dimensions de l'appareil d'appui.

### a. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS avec la combinaison  $G + D_{240}$  est de  $R = N_{max} = 89.01t$ .

#### ✓ L'aire d'appareil d'appui :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{ab} \leq 15MPa$$

Avec :

$N_{max}$  : est la réaction maximale ;

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$N_{max} = 89.01t \Rightarrow a \times b = 300 \times 300 (mm^2) ; t_i = 8mm$$

#### ✓ Hauteur nette de l'élastomère T :

La condition à vérifier est :(SETRA 2007)

$$T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

Avec :

$U_1$ : Déformation lente (retrait, fluage, température).

$U_1 = 10mm$ .

$$T \geq \frac{10}{0.5} = 20mm$$

On prend  $T = 56mm$  constitué de 7 feuillets de 8mm d'épaisseur chacun.

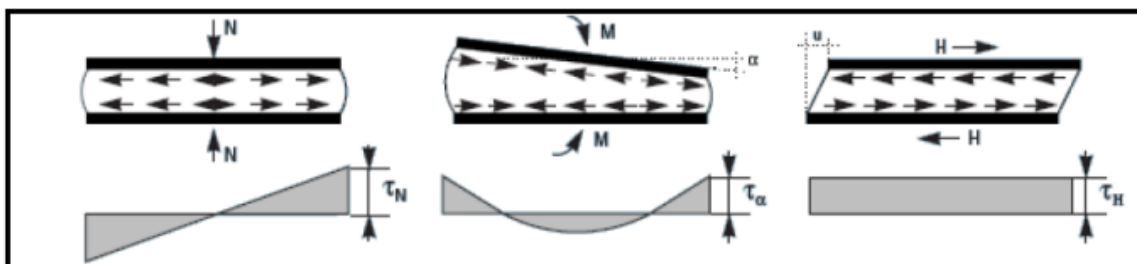


Figure X.4 : Contrainte de cisaillement engendré par les différentes sollicitations.

**b. Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15MPa$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet :

$$\tau_R = \frac{3 \times t(a + b)R}{a^2 \times b^2}$$

$$\sigma'_m = \frac{89.01 \times 10^4}{300 \times 300} = 9.89MPa \leq 15MPa$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 8(300 + 300)(89.01 \times 10^4)}{300^2 \times 300^2} = 1.58MPa$$

**c. Distorsion :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

**1<sup>er</sup> cas :** La déformation  $u_1$  de l'appareil est lente (effort horizontal  $H_1$  de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Avec :

$G = 0.8MPa$ : Module de déformation transversale d'élastomère ;

$u_1 = 10mm$ .

On a  $T = 56mm$

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 10}{56} = 0.142MPa$$

**2<sup>ème</sup> cas :** L'appareil est soumis à un effort dynamique  $H_2$  (freinage, vent, force centrifuge) provoque  $u_2$  :

$G$  est doublé sous l'effort dynamique. (Fascicule 61 titre II).

✓ **Force de freinage développé par le système Bc :**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner.

Donc :

$$H_2 = \frac{30}{7} = 4.28t$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times u_2}{T} = \frac{4.28 \times 10^4}{300 \times 300} = 0.475MPa$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.142 + \frac{0.475}{2} = 0.3795MPa$$

**d. Contrainte de cisaillement due à la rotation :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}$$

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} rd ;$$

$$\alpha = 1.6 \times 10^{-3} rd ;$$

$$n = 7.$$

Donc :  $\alpha_T = 6.57 \times 10^{-4} rd$

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0.8}{2} \left( \frac{300}{56} \right)^2 (6.57 \times 10^{-4}) = 7.54 \times 10^{-3} MPa$$

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \dots\dots\dots (1) \\ \tau_{H1} \leq 0.5G \dots\dots\dots (2) \\ \tau_H \leq 0.7G \dots\dots\dots (3) \\ \tau_{\alpha T} \leq \tau_R \dots\dots\dots (4) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): 0.322 + 0.3795 + 7.54 \times 10^{-3} = 0.709 MPa < 4 MPa \text{ (Condition vérifiée).} \\ (2): 0.142 < 0.4 MPa \text{ (Condition vérifiée).} \\ (3): 0.3795 < 0.56 \text{ (Condition vérifiée).} \\ (4): 0.0075 < 0.95 \text{ (Condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

**2. Vérification de l'appareil d'appui :**

**a. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement :**

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{ab} \geq 2 MPa \quad \text{Condition de non-cheminement}$$

$$H \leq f \cdot N_{min} \quad \text{Condition de non- glissement}$$

Avec :

$N_{min}$ : Est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable,

$$N_{min} = 35.53t ;$$

$H$  : Effort de freinage qui,

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2})ab = 5.553t ;$$

$f$ : est le coefficient de frottement,

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{0.6}{3.94} = 0.252.$$

$$\sigma_{min} = \frac{35.53 \times 10^4}{300^2} = 3.94 \geq 2 MPa \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$f \cdot N_{min} = 0.252 \times 35.53 = 8.95t > H = 5.553 \text{ (Condition vérifiée).}$$

**b. Vérification de la condition de non flambement :**

Consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$30 \leq 56 \leq 60 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**c. Vérification de la condition de non-soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

On a :  $\alpha_T = 6.57 \times 10^{-4} r d$

$$\beta = \frac{ab}{2t \times (a + b)} = \frac{300 \times 300}{2 \times 8(300 + 300)} = 9.375$$

D'où :

$$\frac{3}{9.375} \times \frac{56^2}{300^2} \times \frac{9.89}{0.8} = 13.78 > 6.57 \times 10^{-4} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**3. Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{tq } t_s \geq 2\text{mm avec } \sigma_e = 245\text{MPa pour l'acier inox}$$

$$t_s \geq \frac{300}{9.375} \times \frac{9.89}{245} = 1.29\text{mm}$$

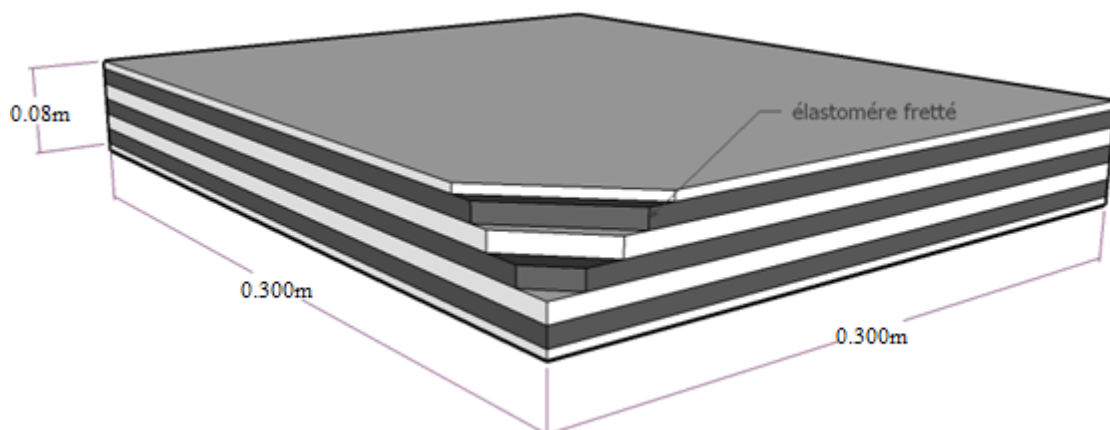
$$t_s \geq 1.29\text{mm on prend } t_s = 3\text{mm}$$

D'où la hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n + 1) \times t_s = 7 \times 8 + (8) \times 3 = 80\text{mm}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

$a = b = 300\text{mm}$ , une hauteur  $T = 80\text{mm}$  et 7 élastomères.



**Figure X.5 : Détails de l'appareil d'appui.**

**II. Les dés d'appui :**

Ils ont pour rôle de diffuser et de prévoir d'éventuelles fissures.

**1. Dimensions de dés d'appuis :**

Pour un déplacement ( $d_a, d_b$ ) :

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50\text{mm}$$

$$A = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50\text{mm}$$

$d_a^+$  : Déplacement dans un sens.  
 $d_a^-$  : Déplacement dans le sens opposé.  
 $d_b^+$  : Déplacement dans un sens.  
 $d_b^-$  : Déplacement dans le sens opposé.

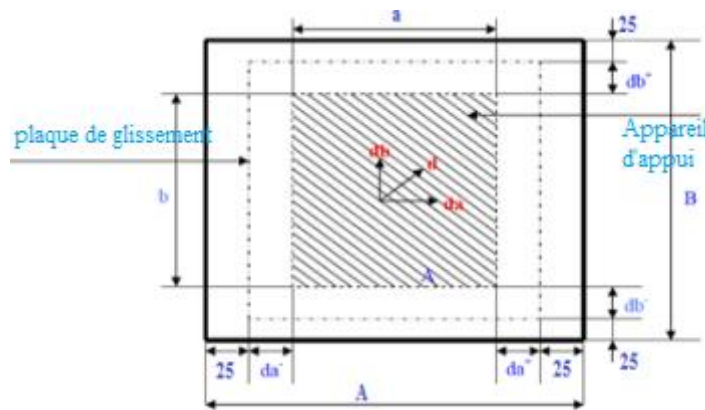


Figure X.6 : Dimensions en plan du dé d'appui.

Pour un déplacement de 10cm dans les deux sens on a :

$$A = 300 + 100 + 50 = 450\text{mm}$$

$$B = 300 + 100 + 50 = 450\text{mm}$$

$$E \geq \frac{2ab}{2(a+b)} \rightarrow E = 150\text{mm}.$$

Tapez une équation ici.

**2. Ferrailage des dés d'appuis :**

**a. Armatures de chaînage :**

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante.

$$R = 0.25N_{max} \rightarrow A_{SC} = \frac{0.25N_{max}}{\bar{\sigma}_S}$$

$$\bar{\sigma}_S = \frac{2}{3}f_e = 266.66\text{MPa}$$

$$A_{SC} = 8.34\text{cm}^2; \text{ soit } 5\text{HA}16$$

**b. Armatures de profondeur :**

Leur rôle est d'éviter la propagation des fissures, elles reprennent un effort

$$R = 0.125N_{max} \rightarrow A_{SP} = \frac{0.125N_{max}}{\bar{\sigma}_S}$$

$$A_{SP} = 4.17\text{cm}^2; \text{ soit } 3\text{HA}16$$

### c. Armatures de diffusion :

#### ✓ Ferrailage de surface :

Ces armatures reprennent  $R = 4\%N_{max} \rightarrow A_{fs} = \frac{0.04N_{max}}{\sigma_s}$

$$A_{fs} = 1.33\text{cm}^2; \text{ soit } 2\text{HA}12$$

#### ✓ Ferrailage inférieur :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur  $Z$  tq :  $\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$

$$R = 0.1N_{max} \rightarrow A_{fs} = \frac{0.1N_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_{fi} = 3.33\text{cm}^2; \text{ soit } 3\text{HA}14$$

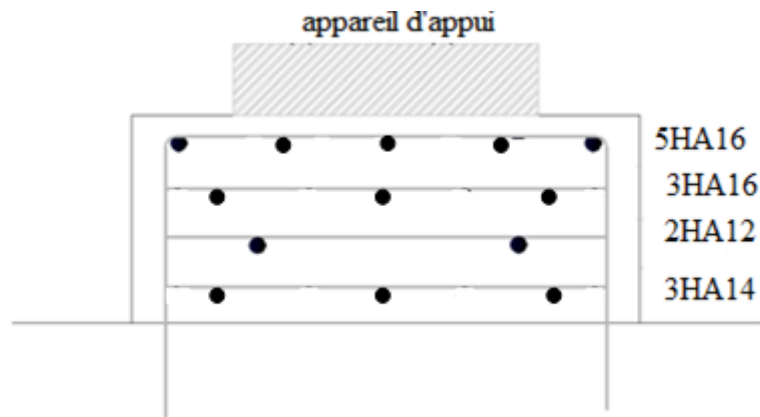


Figure X.7 : Ferrailage du dé d'appui.

### III. Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, c'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se ferme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations de la température, rotations de l'extrémité de la poutre, le fluage et le retrait.

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone sismique.

#### III.1. Choix du type de joint :

Le choix du type de joint de fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, 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.

#### III.2. Calcul du souffle de joint :

On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_S}{3} \quad (\text{Selon le RPOA})$$

## Chapitre X : Etude des appareils d'appui et joints de chaussée

---

Avec :

$W$  : Souffle total du joint ;

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) ;

$W_T$  : Souffle thermique ;

$W_S$  : Souffle sismique.

### 1. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Avec :

$l$  : Moitié de la longueur du tablier.

$$l = 33m \rightarrow \Delta l = 0.99cm$$

### 2. Retrait :

Pour notre zone d'étude la température est considérable :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 1.155cm$$

### 3. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

$K_{fl}$  : Coefficient du fluage à  $t = 0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) il vaut 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 0.99cm$$

### 4. Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \cdot x \rightarrow x = \frac{F}{K}$$

Avec :

$F$  : La force sismique ;

$K$  : La rigidité des appuis du tablier ;

$x$  : Le déplacement.

#### a. Calcul de la force sismique $F$ :

Selon le RPOA, la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

Avec :

## Chapitre X : Etude des appareils d'appui et joints de chaussée

---

$S_{aeh}$  : Le spectre de réponse horizontal ;

$M$  : La masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure de la pile liée au tablier.

Il faut passer par le calcul de la période  $T$  :  $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

Avec :

$$K = \sum K_i : \text{La raideur du système.}$$

✓ **Calcul de la masse  $M$  :**

La masse du tablier :  $M_t = 655.95t$  (déjà calculé dans le chapitre III)

La masse de la pile :  $M_p = 100.28t$

D'où :  $M = 756.23t$

✓ **Calcul des rigidités  $K$  :**

**Pour les culées :**

$$K = G \frac{A}{T}$$

Avec :

$G$  : Le module de cisaillement transversal,  $G = 0.8MPa = 80t/m^2$ ;

$A$  : La surface d'appareil d'appuis,  $A = 0.3 \times 0.3m^2$ ;

$T$  : La hauteur de l'appareil,  $T = 56 \times 10^{-3}m$ .

D'où :  $K = 128.57t/m$

La rigidité des deux culées :  $K_c = 1800t/m$

**Pour la pile :**

$$K_p = 221500.31t/m$$

Donc :

$$K = K_p + K_c = 223300.31t/m.$$

D'où :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{756.23}{223300.31}} = 0.36s$$

Des tableaux du RPOA, on tire les valeurs suivantes en fonction de la zone sismique et du site d'implantation :

$$T_1 = 0.20, \quad T_2 = 0.70, \quad S = 1.3, \quad A = 0.4$$

On a :  $T_1 < T < T_2$

D'où :  $S_{aeh} = 2.5\eta AgS$

Avec :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1, \quad \xi = 5(\text{pour BA})$$

## Chapitre X : Etude des appareils d'appui et joints de chaussée

$$S_{aeh} = 2.5 \times 1 \times 0.4 \times 9.81 \times 1.3 = \frac{12.75m}{s^2}$$

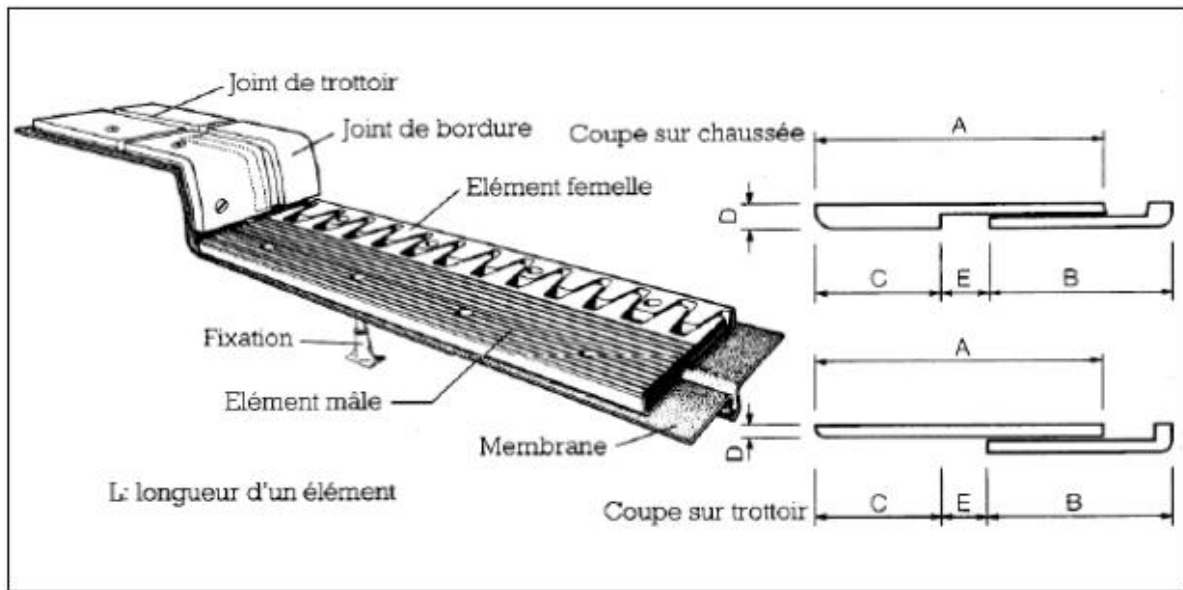
$$F = 12.75 \times 756.23 = 9644.20t$$

$$x = \frac{9644.20}{223300.31} = 0.043m = 4.3cm$$

Ce qui nous donne un souffle total de :

$$w = (1.155 + 0.99) + 0.4(0.99) + \frac{4.3}{3} = 3.974cm = 39.74mm$$

$20 < w < 170mm$  D'où on utilise le joint FT150 (Freyssinet).



**Figure X.8 :** joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).

# Chapitre XI

*Etude de la pile*

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol.

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Nous avons opté à la solution d'une pile portique qui se compose :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois Fûts circulaires.

### ***I. Prédimensionnement de la pile :***

#### ***a. Chevêtre :***

- Longueur :  $L = 6 \times 1.425 + (2 \times 0.51) = 9.57m$  ;
- Largeur :  $l = 2.1 m$  ;
- Hauteur :  $1m \leq H \leq 1.6m \Rightarrow H = 1.20m$ .

#### ***b. Fûts :***

- Diamètre :  $\emptyset = 1.2 m$  ;
- Hauteur :  $H = 5.5m$ .

#### ***c. Semelle :***

- Longueur : 10m ;
- Largeur : 10m ;
- Epaisseur :  $h = 1,5 m$  ;
- Ancrage : 3,6m ;
- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans la figure suivante :

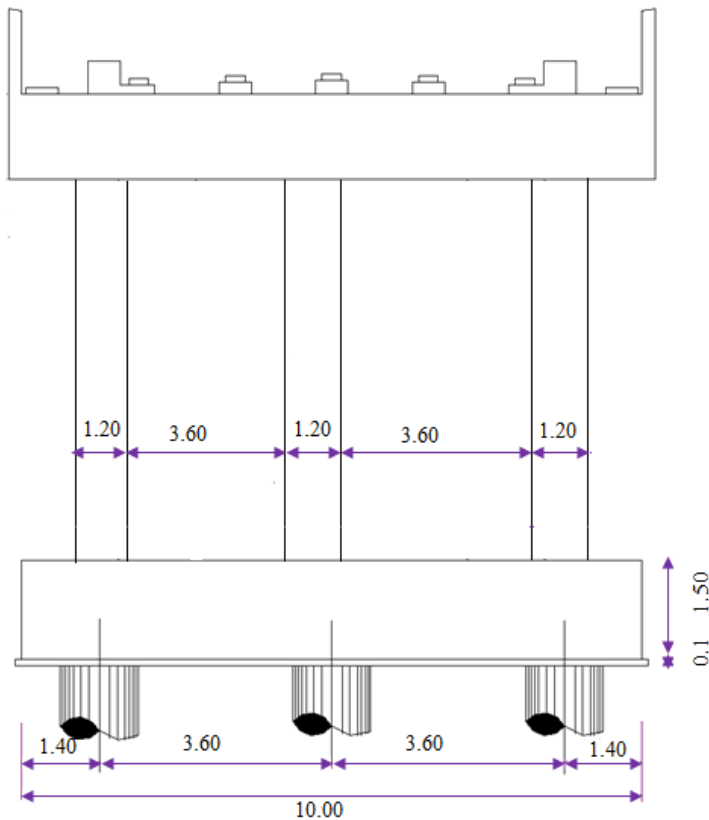


Figure XI.1 : Coupe transversale.

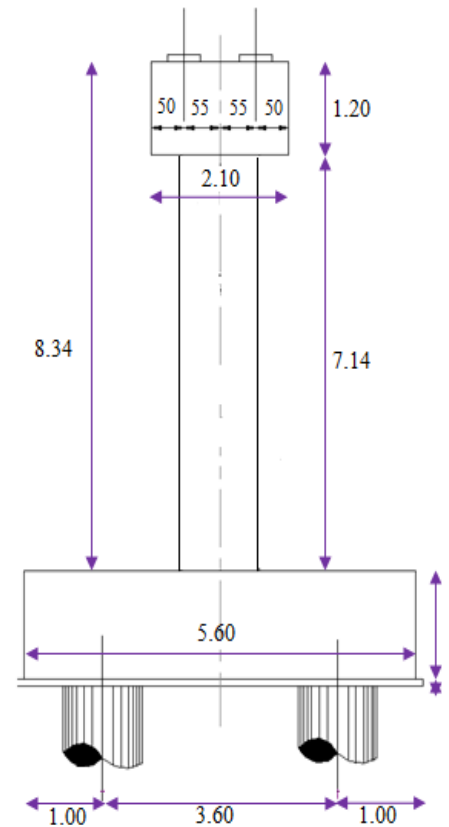


Figure XI.2 : Coupe longitudinale.

## II. Evaluation des charges et surcharges :

### a. Poids propre du tablier :

$$P_T = 93.70t$$

### b. Poids propre du chevêtre :

$$P_C = 60.29t$$

### c. Efforts transmis par la surcharge $D_{240}$ :

$$q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{R}{n} \times 4K_{amax}$$

$$R_{D240} = \frac{(1+0,7265) \cdot 8,75}{2} \times 12,903 \times 2 = 194,93 \text{ t}$$

$$P_{D240} = \left( \frac{194,93}{7} \right) * 1,3431 = 37,4015 \text{ t/poutre}$$

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

Poids du tablier : $P_g$ (MN)		0,93707
Poids du chevêtre : $P_C$ (MN/ml)		0,06300
Poids de surcharges : $P_{D240}$ (MN)		0,37401
ELU	$P_U = 1.35g_c$ (MN/ml)	1,76990
	$g_U = 1.35(P_g + P_{D240})$ (MN)	0,08505
ELS	$P_{ser} = P_g + P_{D240}$ (MN)	1,31108
	$g_{ser} = g_c$ (MN/ml)	0,06300

**Tableau XI.1** : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

### III. Calcul des sollicitations :

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec:

$h$  : Hauteur du chevêtre ;

$l$  : Entraxe des Fûts.

$0.333 \leq 0.333 \leq 0.20$  (Condition non vérifiée)

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left( 1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

$R_i$  : La réaction d'appui ;

$P$  : La résultante des charges ;

$Y_i$  : L'excentricité de  $R_i$  par rapport au barycentre ;

$e_i$  : L'excentricité de  $P$  par rapport au barycentre ;

$K_i$  : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc :

$e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n$  ( $n$  : nombre fût=3).

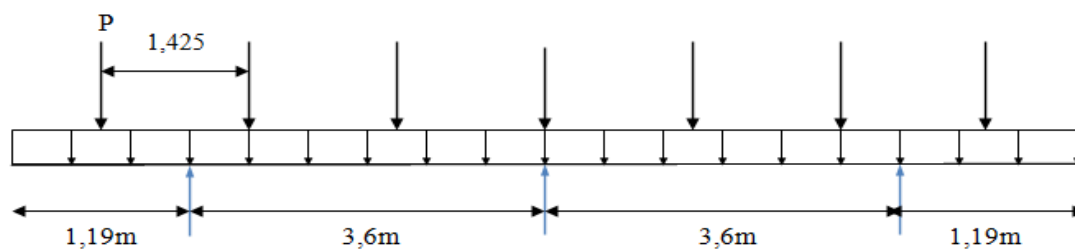
$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f} = 4.4013 \text{ MN}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f} = 3.2604 \text{ MN}$$

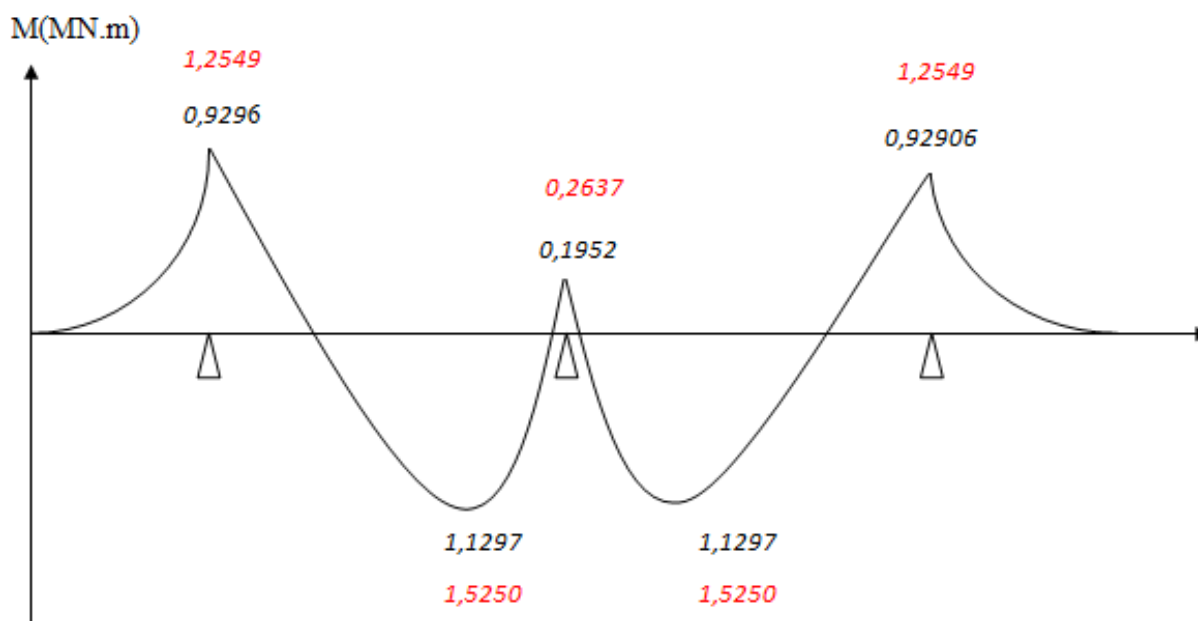
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>R (MN)</i>	<i>P (MN)</i>	<i>G (MN/ml)</i>
<i>ELU</i>	4.4013	1.76990	0.08505
<i>ELS</i>	3.2604	1,31108	0.063

*Tableau XI.2 : Evaluation des efforts.*



*Figure XI.3 : Schéma statique du chevêtre.*



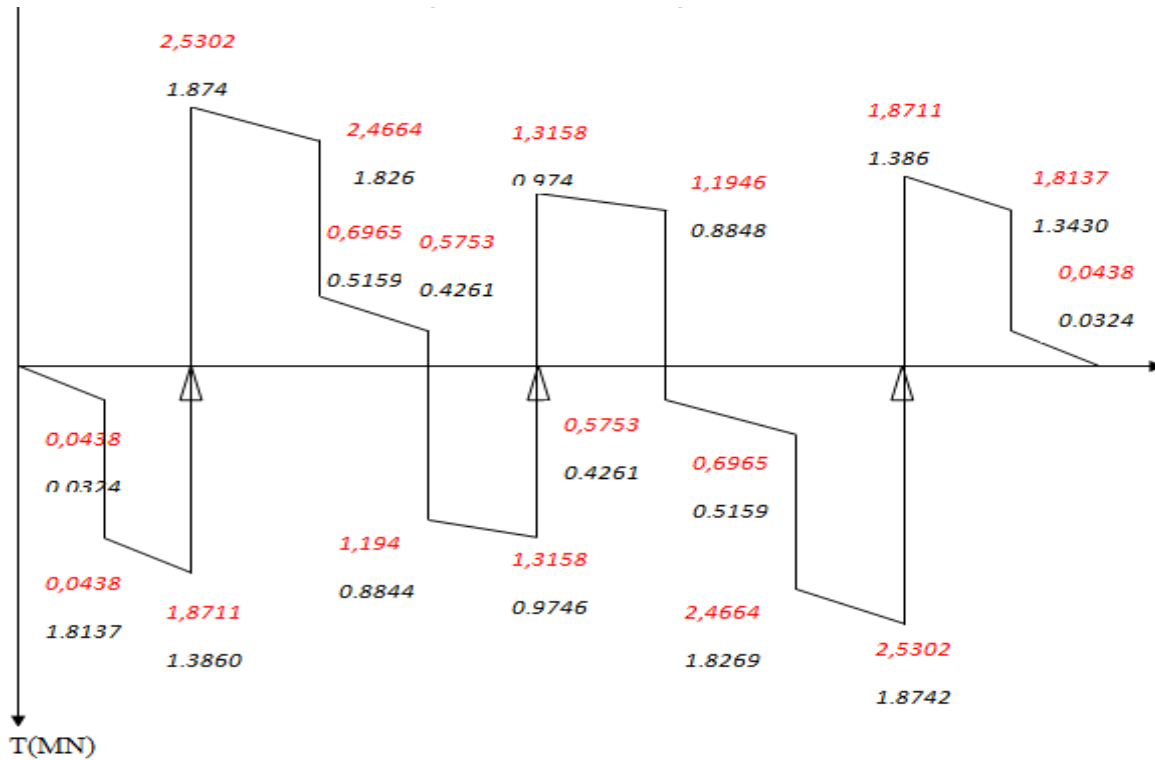


Figure XI.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.

**IV. Ferrailage du chevêtre :**

Données :  $h = 1.2m$

$d = 0,9 h = 1.08m$

$b_0 = 2,1m$

Béton :

$f_{c28} = 27 MPa$

$f_{t28} = 2,22 MPa$

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2MPa$

Acier :  $F_e E400 HA$

$f_e = 400 MPa$

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_b = 1,5$

$$\begin{array}{l}
 \text{A l'ELU} \\
 \text{A l'ELS}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_t = 1.5250MN.m \\
 M_a = 1.2549MN.m \\
 M_t = 1.1297MN.m \\
 M_a = 0.9296MN.m
 \end{array} \right.$$

**1. Ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable, à l'aide du logiciel SOCOTEC, on trouve :

- En travée :  $A_s = 61.52 \text{ cm}^2$  soit 13 HA25 ( $63.81 \text{ cm}^2$ ).

- A l'appui :  $A_s = 50.63 \text{ cm}^2$  soit 11 HA25 ( $53.99 \text{ cm}^2$ ).

**Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = 28.95\text{cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**2. Ferrailage transversal :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.7\text{MPa}$$

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle dans le béton ;

$V_u$  : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{2.5302}{2.1 \times 1.08} = 1.1156\text{MPa} < 2.7\text{MPa}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits avec un espacement  $S_t$  inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » ; on prend  $S_t=15\text{cm}$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e} \gamma_s b_0$$

$k = 1$  : Pas de reprise de bétonnage

On trouve alors :  $A_{tl} = 4.52\text{cm}^2$

✓ **Pourcentage minimum :**

$$\%_{tmin} = \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\right) = 0.5578\text{MPa}$$

$$\%_{tmin} = \frac{(5.10^{-4})(400)}{2.1 \times 0.15} = 0.6349\text{MPa}$$

$0.6349\text{MPa} > 0.5578\text{MPa}$  (Condition vérifiée)

$$A_{tmin} \geq \frac{0.4 \times 2.1 \times 0.15}{400} = 3.15\text{cm}^2$$

✓ **Justification de la bielle de béton :**

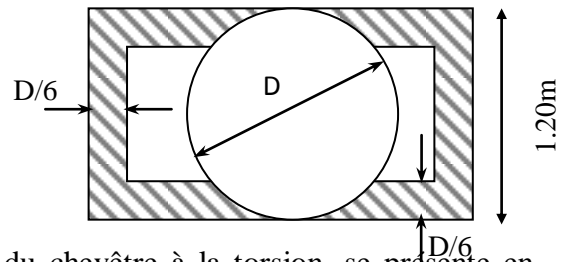
$$\tau_u < \frac{f_{c28}}{6} \rightarrow 1.1156\text{MPa} < 4.5\text{MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

**3. Etude du chevêtre à la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

$$b_0 = \frac{D}{6} = 0,2 \text{ m}$$

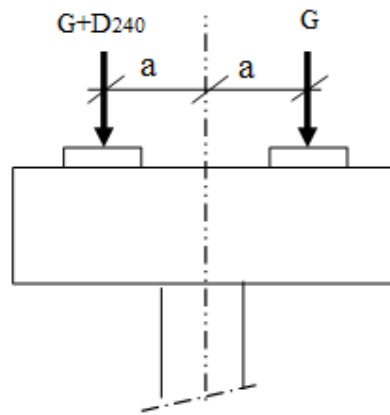


Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D<sub>240</sub>.

**a. Moment de torsion :**

$$M_{tu} = 1.35[(R_G + R_D)a - R_G a]$$

$$M_{tu} = 1.35R_D a = 1.35 \times 0.3266 \times 0.55 = 0.2425 \text{ MN.m}$$



**b. Justification du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) < \overline{\tau_u^2} = (2.7)^2 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u(V_u)$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ;

$\tau_u(M_t)$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

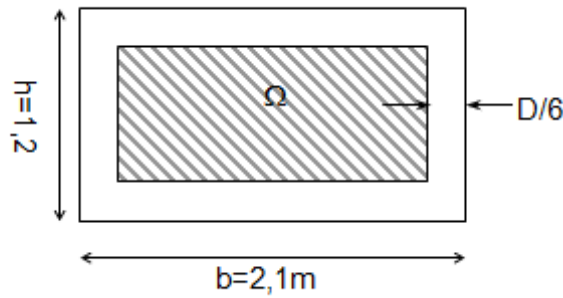
$$\tau_u(V_u) = 1.1156 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega b_0}$$

Avec :

$$b_0 = \frac{D}{6} = 0.2 \text{ m}$$

$$\Omega = \left( b - \left( \frac{2D}{12} \right) \right) \left( a - \left( \frac{2D}{12} \right) \right) = 1.9 \text{ m}^2$$



$$\tau_u(M_t) = \frac{0.2425}{2 \times 1.9 \times 0.2} = 0.3191 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) = 1.4347 \text{ MPa} < \overline{\tau_u^2} = 7.29 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

**c. Calcul des armatures de torsion :**

✓ **Armatures longitudinal :**

$$A_t \geq \frac{M_{tu} U}{2\Omega f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$U$  : Périmètre de l'aire  $\Omega$

$$U = 2 \times \left( a - \left( \frac{2D}{12} \right) \right) + \left( b - \left( \frac{2D}{12} \right) \right) = 5.8 \text{ m} ;$$

$$M_{tu} = 0.2425 \text{ MN.m.}$$

D'où :  $A_t = 10.64 \text{ cm}^2$

6HA16 ( $12.06 \text{ cm}^2$ )

✓ **Armatures transversal:**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2\Omega f_e / \gamma_s} \times S_t = 0.27 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$M_{tu} = 0.2425 \text{ MN.m} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

D'après le document SETRA :  $A_t = A_{tl} + A_{t2}$

D'où :  $A_t = A_{tl} + A_{t2} = 4.52 + 0.27 = 4.79 \text{ cm}^2$

On prend : 1 cadres HA10, 1 épingle HA10 et 2 étriers HA10 ( $5.49 \text{ cm}^2$ )

• **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 2.1 \times 0.15}{400} = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.49 \text{ cm}^2 \geq 3.15 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

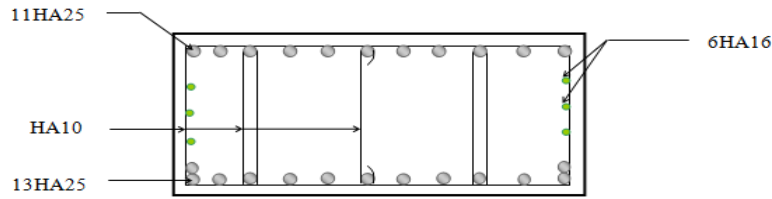


Figure XI.5 : Ferrailage du chevêtre.

### V. Etude du fût :

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,2m de diamètre, encastree dans la base et articulee à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

#### 1. Evaluation des efforts :

Le récapitulatif des efforts par fût est donné dans le tableau suivant :

		$H(MN)$	$N(MN)$	$Bras\ de\ levier$ (m)	$M(MN.m)$
<b>Poids du tablier</b>		/	2,1865	/	/
<b>Poids du chevêtre</b>		/	0,2012	/	/
<b>Poids du fût</b>		/	0,1555	/	/
$B_c+q^{Trott}$		/	0,3838	0,55	0,2111
$A(l)$ $+q^{Trott}$	<b>1 trav</b>	/	0,4036	0,55	0,2220
	<b>2 trav</b>	/	0,8072	/	/
$D_{240}$	<b>Excentré</b>	/	0,5674	0,55	0,3121
	<b>Centré</b>	/	0,6498	0	0
<b>Freinage Bc</b>		0,0364	/	6,9	0,2512
<b>Freinage</b> $A(l)$	<b>1</b>	0,0132	/	6,9	0,0911
	<b>2</b>	0,0264	/	6,9	0,1822
<b>Séisme</b> <b>horizontal</b>	<b>Tablier</b>	0,2186	/	6,9	1,5083
	<b>Chevêtre</b>	0,0201	/	6,1	0,1226
	<b>Fût</b>	0,0155	/	2,75	0,0426
<b>Séisme vertical</b>		/	$\pm 0,1780$	/	/
<b>Température</b>		0	/	/	/
<b>Retrait+fluage</b>		0	/	/	/

Tableau XI.3 : Récapitulatif des efforts par fût.

Les combinaisons de calcul sont données dans le tableau suivant :

	<i>Condition normale</i>	<i>Condition sismique</i>
<i>ELU</i>	$1,35G+KQ+0.8T^{\circ}$	$G+F_{\text{séisme}}+0.5T^{\circ}$
<i>ELS</i>	$G+KQ+0.6T^{\circ}$	/

*Tableau XI.4 : Combinaison des efforts.*

Avec :

$$K_{ELU} = \begin{cases} 1.35 & \text{pour } D_{240} \\ 1.6 & \text{pour les autres charges} \end{cases}$$

$$K_{ELS} = \begin{cases} 1 & \text{pour } D_{240} \\ 1.2 & \text{pour les autres charges} \end{cases}$$

$$H_{max} = 0.2542MN$$

$$CN \begin{cases} N_{max} = 4.0474MN \\ M_{corr} = 0.7397MN.m \end{cases} \quad e_0 = \frac{M}{N} = 0.1827m$$

$$CS \begin{cases} M_{max} = 1.6735MN.m \\ N_{corr} = 2.5432MN \end{cases} \quad e_0 = 0.6580m$$

Le cas le plus défavorable est en CS  $\Rightarrow (N_u, M_u) = (2.5432 ; 1.6735)$

### 2. Stabilité du fût au flambement :

On doit vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\begin{cases} l_f = 0.707l_0 \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{\phi}{4} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{3.88}{0.3} = 12.96$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50; \min\left(\frac{0.67e_0}{D}, 100\right)\right) = 50$$

D'où :  $\lambda < \bar{\lambda}$  (Condition vérifiée)

### 3. Calcul d'une section circulaire en flexion composée :

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrailage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

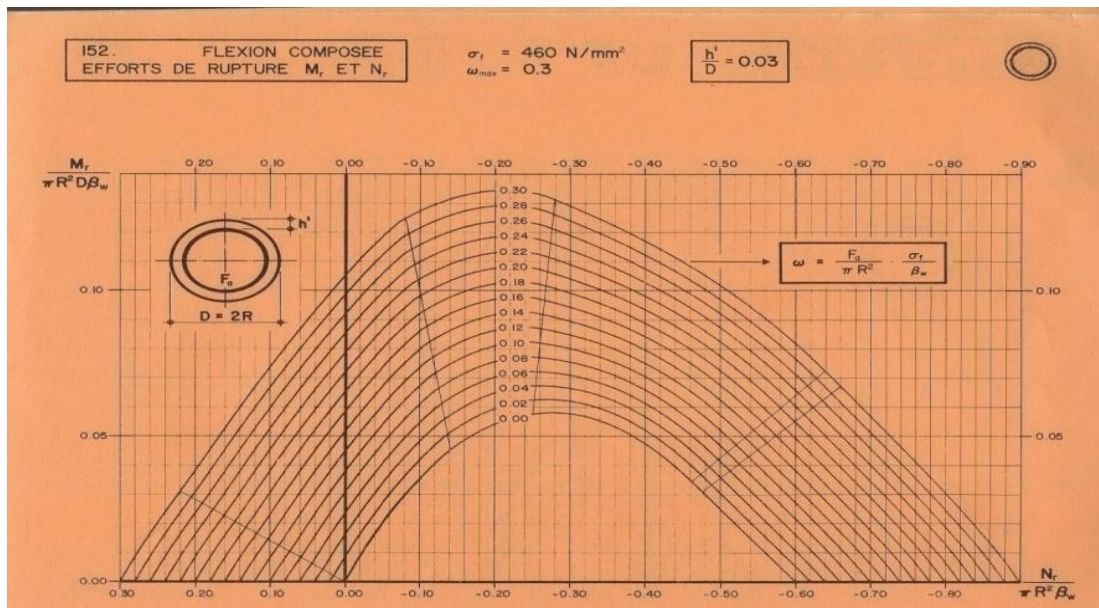


Figure XI.6 : Abaque de Walther.

$$\begin{cases} n = \frac{N}{\pi R^2 \beta_w} \\ m = \frac{M}{\pi R^2 D \beta_w} \end{cases}$$

Avec :

$$\beta_w = f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{2.5432}{\pi(0.6)^2 \times 27} = 0.0856$$

$$m = \frac{1.6735}{\pi(0.6)^2 \times 1.2 \times 27} = 0.0485$$

On a :  $\frac{h'}{D} \approx 0,04$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de w. (Voir l'annexe)

w = 0,22

On a:

$$w = \frac{A_s}{\pi R^2} \frac{f_e}{f_{c28}} \rightarrow A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 27 \times 0.22}{400} = 167.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\emptyset}} \pi R^2 = 51.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{CNF}) = 167.95 \text{ cm}^2$$

Soit: 21HA32 (168.89cm<sup>2</sup>).

#### 4. Calcul des armatures transversales:

On assimile la section circulaire à une section carrée ( $2b_0$ ) :

$$2R = \sqrt{2}b_0 \rightarrow b_0 = 0.849m$$

$$d = \frac{9}{10}b_0 = 0.764m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0.2542}{0.849 \times 0.764} = 0.3919MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.7MPa$$

$$S_t \leq \min(0.9\phi; 40cm) = 40cm$$

On prend :  $S_t = 25cm$

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{(\tau_u - 0.3Kf_{t28})\gamma_s}{0.9f_e}$$

$K = 0$ ; il ya reprise de bétonnage

$$A_t = \frac{0.25 \times 0.849 \times 0.3919 \times 1.15}{0.9 \times 400} = 2.65cm^2$$

On prend des cercles HA14 ( $3.08cm^2$ ) espacés de 25cm.

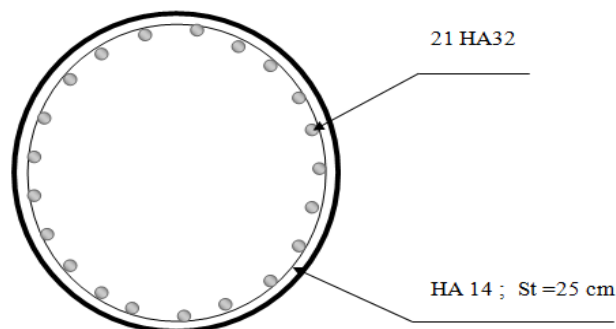


Figure XI.7 : Ferrailage du fût.

#### VI. Etude de la semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

##### 1. Vérification des dimensions :

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

✓ L'entraxe des pieux soit  $\geq 3\Phi$

$$3.6 m \geq 3 \times 1.2m \text{ Vérifiée;}$$

✓  $h \geq \frac{3\Phi}{2.5}$

$$1.5 m \geq 1.44 m \text{ Vérifiée;}$$

✓ Nous devant respecter l'encrage des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle. (Vérifiée).

##### 2. Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

Poids propre de la semelle :  $P_s = 2.5 \times 5.6 \times 10 \times 1.5 \times 10^{-2} = 2.1 \text{ MN}$

Poids propre du remblai :  $P_r = \left( 5.6 \times 10 - \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} \times 3 \right) \times 2 \times 1.5 \times 10^{-2}$

$$P_r = 1.5782 \text{ MN}$$

Le Tableau suivant englobe les différents efforts agissants à la base de la semelle :

		$H \text{ (MN)}$	$N \text{ (MN)}$	$d \text{ (m)}$	$M \text{ (MNm)}$
<b>Poids du tablier</b>		/	6.5595	/	/
<b>Poids du chevêtre</b>		/	0.6036	/	/
<b>Poids du fût</b>		/	0.4665	/	/
<b>Poids de la semelle</b>		/	2.100	/	/
<b>Poids du remblai</b>		/	1.5782	/	/
<b><math>B_c + trot</math></b>		/	1.1514	0.55	0.6333
<b><math>A(l) + trot</math></b>	(1)	/	1.2108	0.55	0.6659
	(2)	/	2.4216	0	/
<b>Freinage <math>A(l)</math></b>		0.0792	/	8.40	0.6653
<b>Freinage <math>B_c</math></b>		0.1092	/	8.40	0.9173
<b>Séisme vertical</b>		/	0.791	/	/
<b><math>H_s</math> tablier</b>		0.6558	/	8.40	5.5087
<b><math>H_s</math> chevêtre</b>		0.0603	/	7.60	0.4583
<b><math>H_s</math> fût</b>		0.0465	/	4.25	0.1976
<b><math>H_s</math> semelle</b>		0.2100	/	0.75	0.1575
<b><math>D_{240}</math></b>	<b>Centré</b>	/	1.7022	0.55	0.9362
	<b>excentré</b>	/	1.9494	0	/

Tableau XI.5 : Efforts agissants à la base de la semelle.

Les combinaisons utilisées pour les fûts restent valables pour la semelle.

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

		$N_{MAX} \text{ (MN)}$	$M_{corr}$	$M_{MAX} \text{ (MN.m)}$	$N_{corr}$	$H \text{ (MN)}$
<b>ELU</b>	<b>CN</b>	19.1401	0	2.4810	17.1078	0.1742
	<b>CS</b>	12.0988	/	6.3221	11.3078	0.9726
<b>ELS</b>	<b>CN</b>	14.2137	0	1.8607	12.6895	0.1310

Tableau XI.6 : Récapitulatif des combinaisons d'action.

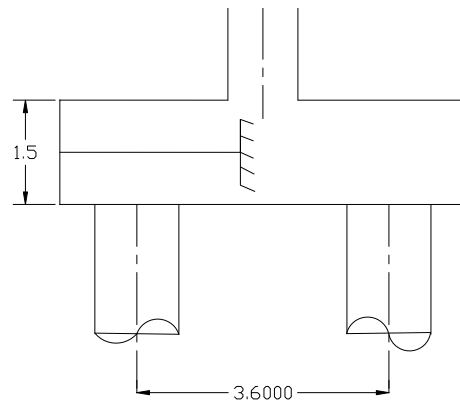
**3. Calcul des efforts repris par chaque pieu :**

$R_{max}$  et  $R_{min}$  sont respectivement donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} R_{max} = \left(\frac{N}{n}\right) + \left(\frac{M}{l.n'}\right) \\ R_{min} = \left(\frac{N}{n}\right) - \left(\frac{M}{l.n'}\right) \end{cases}$$

Avec :

- $l = 3.6m$  entre axe des pieux;
- $n = 6$  nombre de pieux total;
- $n' = 3$  nombre de pieux par file.



Les valeurs de  $R_{MAX}$  et de  $R_{MIN}$  pour les différentes combinaisons sont données dans le tableau qui suit :

			$R_{MIN} (MN)$	$R_{MAX} (MN)$
<b>ELU</b>	<b>CN</b>	<b>Max</b>	2.9603	3.4197
		<b>Cor</b>	2.8513	2.8513
	<b>CS</b>	<b>Max</b>	1.4311	2.6018
		<b>Cor</b>	1.8846	1.8846
<b>ELS</b>	<b>CN</b>	<b>Max</b>	2.1967	2.5412
		<b>Cor</b>	2.1149	2.1149

**Tableau XI.7 : Valeurs de  $R_{MAX}$  et de  $R_{MIN}$ .**

**4. Vérification de la stabilité**

(Non soulèvement) :

On remarque que :

$$R_{min} = 1,4311MN > 0$$

$$R_{max} = 3,4197MN < 4,7225MN$$

Donc, il n'y a pas de risque d'arrachement

**5. Calcul du ferrailage :**

$$M = R_{max} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4}\right)$$

Avec :

$l = 3.6m$  entre axe des pieux ;

$b = 1.2m$  Diamètre du fût.

D'où :

$$M = 1.5R_{max}$$

**a. Ferrailage transversal :**

**Données :**

$$b = \varphi + h_s = 2.7m ; f_{c28} = 27MPa ; f_{bu} = 15.3MPa ; d = 1.35m$$

$$h = 1.5m ; \bar{\sigma}_s = 169.62MPa$$

$$M_u = 5.1295MN.m$$

$$M_{ser} = 3.8118MN.m$$

A l'aide du logiciel SOCOTEC ; on trouve :

$$A_u = 113.24cm^2/ml$$

$$A_{ser} = 207.12cm^2/ml$$

$$A_{CNF} = 46.53cm^2/ml$$

On aura alors :

$$A_{tinf} = \text{Max} (A_u; A_{ser}; A_{CNF}) = 207.12 cm^2$$

$$A_{tinf} = \frac{207.12}{2.7} = 76.71 cm^2/ml ; \text{ Soit : } 10HA32 (80.42 cm^2)$$

$$A_s = \frac{0.5RL}{1000L} = 7.5cm^2 ; \text{ Soit : } 5HA14 (7.67cm^2)$$

**b. Ferrailage longitudinal :**

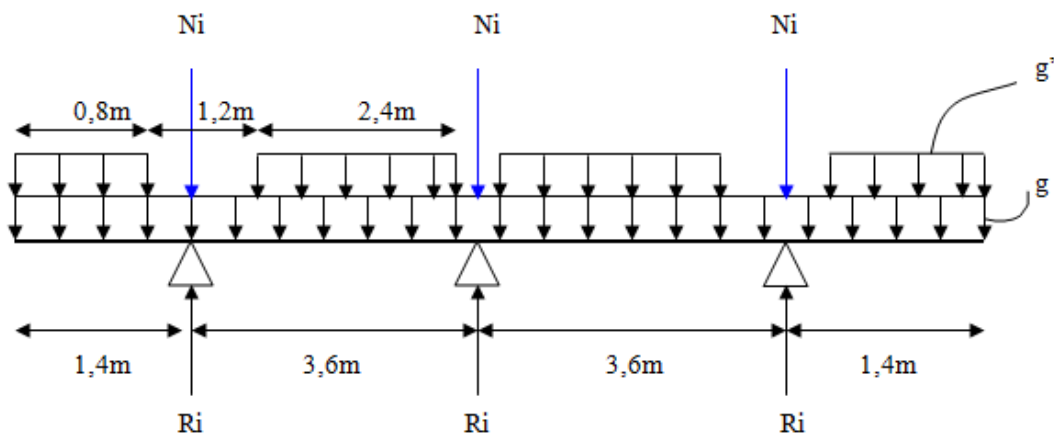
Le ferrailage se calcul en flexion simple, en fissuration TP et à l'ELU en fissuration préjudiciable.

Les résultats obtenus à l'ELU et l'ELS pour les charges agissants sur la semelle sont regroupés dans le tableau ci-après:

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>g (MN/ml)</i>	0.2835	0.2100
<i>g' (MN/ml)</i>	0.3329	0.2466
<i>Ri(MN)</i>	6.3800	4.7379
<i>Ni(MN)</i>	4.7248	3.5118

*Tableau XI.8 : Charges agissants sur la semelle.*

Le schéma statique de la semelle ainsi que les résultats des efforts à l'ELU et l'ELS sont donnés comme suit :



*Figure XI.8 : Schéma statique de la semelle.*

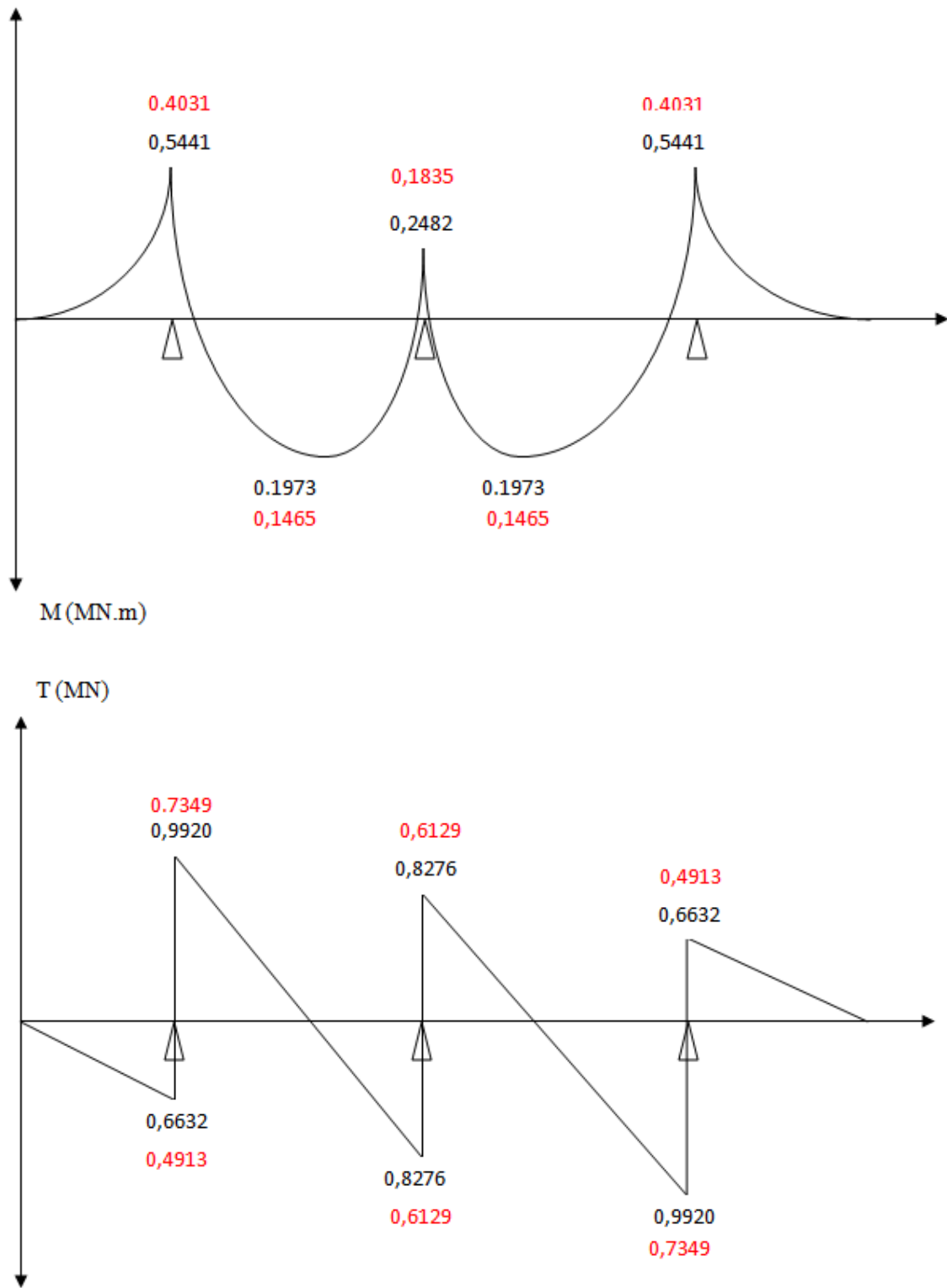


Figure XI.9 : Diagramme des moments et efforts tranchant à l'ELU et à l'ELS.

D'après le diagramme des M et T à l'ELU et L'ELS on a les résultats suivants :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{umax}^+ = 0.1973 \text{ MN.m} \\ M_{umax}^- = 0.5441 \text{ MN.m} \\ T_{umax} = 0.9920 \text{ MN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{ser\ max}^+ = 0.1465 \text{ MN.m} \\ M_{ser\ max}^- = 0.4031 \text{ MN.m} \\ T_{ser\ max} = 0.7349 \text{ MN} \end{cases}$$

**Données :**

$$b = 5.6m ; f_{c28} = 27MPa ; f_{bu} = 15.3MPa ; d = 1.35m$$

$$h = 1.5m ; \overline{\sigma}_s = 169.62MPa ; \overline{\sigma}_{bc} = 16.2MPa ; f_e = 400MPa$$

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} M_t = 0.1973MN.m \\ M_a = 0.5441MN.m \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} M_t = 0.1465MN.m \\ M_a = 0.4031MN.m \end{cases}$$

A l'aide du logiciel SOCOTEC on trouve :

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} A_t = 4.20cm^2 \\ A_a = 11.61cm^2 \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} A_t = 7.96cm^2 \\ A_a = 21.90cm^2 \end{cases}$$

$$A_{CNF} = 96.50cm^2$$

$$A_S = \max(A_u; A_{Ser}; A_{CNF})$$

$$A_{Sinf} = 96.50cm^2$$

$$A_{Sup} = 96.50cm^2$$

D'après la SETRA, on a la section minimale :

$$A_{inf} = \frac{1}{3}A_t = \frac{1}{3}(207.12) = 69.04cm^2/ml$$

$$A_{sup} = \frac{1}{10}A_t = \frac{1}{10}(207.12) = 20.71cm^2/ml$$

D'où :

$$A_{l\ inf} = \max\left(A_S; \frac{1}{3}A_t\right) = \max(96.50; 69.03) = 96.50cm^2/ml$$

soit 20HA25 (98.17cm<sup>2</sup>); S<sub>t</sub> = 15cm.

$$A_{l\ sup} = \max\left(A_S; \frac{1}{10}A_t\right) = \max(96.50; 20.71) = 96.50cm^2/ml$$

soit 20HA25 (98.17cm<sup>2</sup>); S<sub>t</sub> = 15cm.

**c. Cadre de construction :**

On prévoit des cadres de construction verticaux et horizontaux dont la section est donnée par :

$$A_{tV} \begin{cases} \geq 0.006h \frac{t_V}{2} \\ \geq 0.004h \frac{t_H}{2} \end{cases}$$

$$A_{tH} \begin{cases} \geq 0.006h \frac{t_V}{2} \\ \geq 0.004h \frac{t_H}{2} \end{cases}$$

Avec :

t<sub>V</sub> : Espacement des cadres verticaux ;

t<sub>H</sub> : Espacement des cadres horizontaux.

D'après le document SETRA :

$$t_V = t_H = 20\text{cm}$$

D'où :

$$A_{tH} = 9\text{cm}^2; \text{ soit 3 cadres de HA14 (9.23cm}^2)$$

$$A_{tV} = 6\text{cm}^2; \text{ soit 2 cadres de HA14 (6.15cm}^2)$$

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.7\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.9920}{5.6 \times 1.35} = 0.1312\text{MPa} < 2.7\text{MPa (Condition vérifiée)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais on doit disposer  $A_{t\min}$  :

$$A_t \geq \frac{0.4S_t b_0}{400} = \frac{0.4 \times 0.2 \times 5.6}{400}$$

$$A_t \geq 11.20\text{cm}^2; \text{ soit 3 étriers HA16 (12.06cm}^2)$$

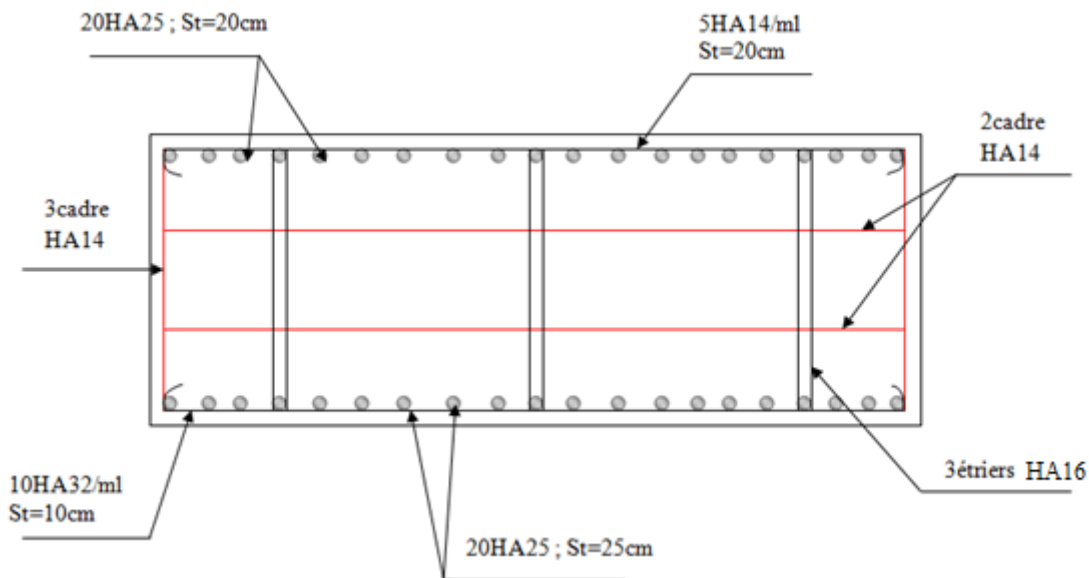


Figure XI.10 : Ferrailage de la semelle.

## VII. Etude et ferrailage des pieux :

### 1. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> degré :

$$EI \frac{d^4 Y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

$b$  : Diamètre des pieux ;

$C_u$  : Module de réaction du sol ;

$Y$  : Déplacement en tête des pieux.

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

**a. Calcul de  $\lambda$  :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2m ;$$

$$C_u = 3.5kg/cm^3 ;$$

$E$  : Module d'élasticité du béton

$$E = 11000\sqrt[3]{27} = 33000MPa ;$$

$I$  : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.1017m^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.236m^{-1}$$

$$\lambda L = 0,236 \times 19 = 4.48m$$

**2. Effort horizontal maximum en tête du pieu :**

- *Condition normale :*

$$\bar{P} = \frac{H}{6} = \frac{17.42}{6} = 2.903t/\text{pieu}$$

Avec :  $H = 17.42t$

- *Condition sismique :*

$$\bar{P} = \frac{H}{6} = \frac{97.26}{6} = 16.210t/\text{pieu}$$

Avec :  $H = 97.26t$

**3. Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \left( \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu ;

$\bar{P}$  : Effort horizontal en tête du pieu ;

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement égal à  $1/\alpha$  ;

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI\theta = \left( \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right) = 0 \quad \rightarrow \quad \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

✓ **Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  :**

$$\begin{cases} \lambda L = 4 & \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 & \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

D'où :

$$\lambda L = 4.48m \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.30, \chi_{\theta M} = 1.56$$

• **Condition normale :**

$$\bar{P} = 2.903t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -10.250t.m$$

• **Condition sismique :**

$$\bar{P} = 16.21t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -57.238t.m$$

#### 4. Ferrailage des pieux :

##### a. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage des pieux se fera à l'aide des abaques de Walther. (Donnée par la Figure XII.6).

✓ **Données d'entrée de l'abaque :**

$$N_{min} = 40.56t$$

$$M_{max} = -57.238t.m$$

✓ **Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Avec :

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{57.238}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.015$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{40.268}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.013$$

Où :

$\beta_w$ : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours.

( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ) ;

R : rayon du pieu ;

$$Mr = Mmax = 57.238 \text{ t.m.}$$

$$Nr = Nmin = 40.268 \text{ t.}$$

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0.10$

$\omega$ : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec:

$F_a$ : la section des armatures ;

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.2$$

$$F_a = \frac{0.10 \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.2 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 152.68 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 20HA32 ( $A_s = 160.85 \text{ cm}^2$ ).

✓ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{16} = 23 \text{ cm}$$

**b. Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

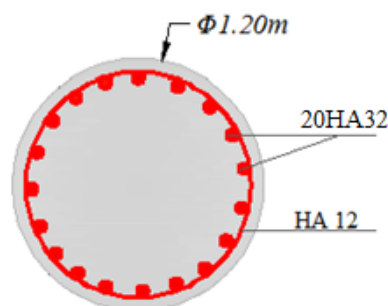


Figure XI.11 : Ferrailage du pieu.

# Chapitre XIII

*Etude de la culée*

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appuis extrêmes au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

### ***I. Choix de la morphologie :***

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

- Un Mur garde grève : destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée ;
- Une dalle de transition : qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers ;
- Un corbeau d'appui : sur lequel s'appuie la dalle de transition ;
- Deux murs en retour : qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des remblais ;
- Un mur frontal : Mur portant le tablier et assurant le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

### ***II. Pré-dimensionnement de la culée :***

#### ***1. Mur de front :***

La hauteur du mur frontale est :  $h = 6.60\text{m}$ .

L'épaisseur du mur est : on prend l'épaisseur :  $e = 1.30\text{ m}$ .

La longueur du mur frontale est :  $L =$  la largeur du tablier, donc  $L = 10.00\text{ m}$ .

#### ***2. Mur garde grève :***

La hauteur  $h$  du mur de garde grève est :  $h = 1.95\text{m}$

L'épaisseur du mur est :

$$e = \sup\left(0.30; \frac{h}{8}\right)$$

$$e = \sup(0.30; 0.24)$$

$$e = 0.30\text{m}$$

La longueur du mur garde grève est :  $L = 10\text{m}$

#### ***3. Mur en retour :***

La hauteur de mur est : celle de la culée  $h = 8.55\text{m}$

L'épaisseur du mur en retour est :  $e = 0.5\text{m}$ .

La longueur de murs est :  $L = 7.71\text{m}$ .

**4. Dalle de transition :**

Sa longueur est de :

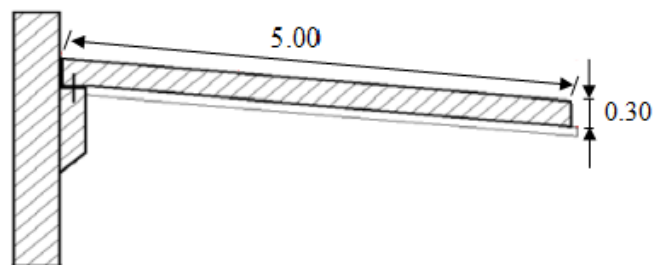
$$L = \min[6m; \sup(3m; 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai :  $H = 8.55m$

$$L = \min[6m; \sup(3m; 5m)] = 5m$$

L'épaisseur :  $e = 0.3m$

La dalle de transition suit une pente de  $P = 3\%$ .



*Figure XII.1 : dalle de transition.*

**5. La semelle :**

L'épaisseur de la semelle est :  $e = 1.5m$ .

La longueur de la semelle est :  $L = 10m$ . (Trois pieux de 1.2 m de diamètre)

La largeur de la semelle est :  $B = 9.2m$ . (Trois pieux de 1.2 m de diamètre)

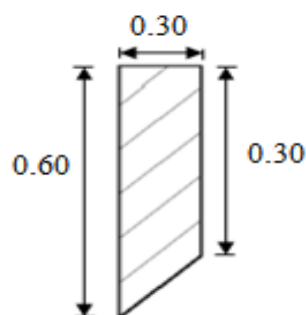
**6. Le corbeau :**

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 0.60m, une petite base de 0.30m et une hauteur de 30cm.

La largeur de corbeaux est :

$$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times \text{épaisseur du mur en retour}$$

Donc :  $L = 9m$ .



*Figure XII.2 : Le corbeau*

**7. Les murs latéraux (murs cachent) :**

La hauteur du mur est :  $h = h_{MGG} - h_{Corniche}$  (à l'extrémité encastree)

$$h = 1.25m.$$

L'épaisseur du mur latéral est :  $e = 2.35 m$ .

La longueur du mur latéral est :  $L = 1.30 m$ .



$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$\varepsilon_H = 0.1$  : Accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0,07$  : Accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal:  $H_S = \varepsilon_H G$

L'effort sismique vertical:  $V_S = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

Pour les conditions sismiques :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = 0.1 ; & \varepsilon_V = 0.07 \\ \varepsilon_H = 0.1 ; & \varepsilon_V = 0.00 \\ \varepsilon_H = 0.1 ; & \varepsilon_V = -0.07 \end{cases}$$

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0, K = 1 \quad \theta = 0^\circ, K_{ah} = 0.333$$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action du séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	$K$	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
Condition normale	1 cas	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical ↓+Horizontal	2 cas	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal	3 cas	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical ↑+Horizontal	4 cas	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

Tableau XII.1: Récapitulatif des accélérations pour les quatre cas de séisme.

## 2. Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité  $q = 1t/m^2$ , qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 2t/m^3$ , poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

Ms: désigne le moment stabilisant.

Mr: désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

<i>Sollicitation</i> <i>désignation</i>	<i>Calcul des P</i>	<i>Efforts horizon taux</i> $\varepsilon_H P$	<i>Efforts verticaux</i> $(1 \pm \varepsilon_V) P$	<i>Bras de levier</i> «h»	<i>Bras de levier</i> «v»	<i>Momen t de renvers -ement</i> $F_{HV}$	<i>Moment stabilisat -eur</i> $F_V h$
<i>Mur garde grève</i>	2.5*1.95*0.3*10	0	14.625	5.1	9	0	74.5875
	14.625	1.4625	15.648			13.162 5	79.8048
	14.625	1.4625	14.625			13.162 5	74.5875
	14.625	1.4625	13.601			13.162 5	69.3651
<i>Corbeau</i>	2.5*9*0.135	0	3.0375	5.3	7.3	0	16.0987
	3.0375	0.3037	3.2501			2.2170	17.2255
	3.0375	0.3037	3.0375			2.2170	16.0987
	3.0375	0.3037	2.8248			2.2170	14.9714
<i>Mur frontal</i>	2.5*6.6*1.3*10	0	214.50	7	4.8	0	1501.5
	214.5	21.45	229.51			102.96	1606.57
	214.5	21.45	214.50			102.96	1501.5
	214.5	21.45	199.485			102.96	1396.395
<i>Mur cache</i>	2.5*1.25*2.35*1.30* 2	0	19.092	6.5	7.2	0	124.098
	19.092	1.9092	20.4284			13.746 2	132.7846
	19.092	1.9092	19.092			13.746 2	124.098
	19.092	1.9092	17.755			13.746 2	115.4075
<i>Mur en retour</i>	2.5*8.55*7.71*0.5*2	0	164.8	7.9	6.5	0	1301.92
	164.8	16.48	176.336			107.12	1393.05
	164.8	16.48	164.8			107.12	1301.92
	164.8	16.48	153.264			107.12	1210.78
<i>Semelle</i>	2.5*9.2*1.5*10	0	345	4.6	0.75	0	1587
	345	34.5	369.15			25.875	1698.09
	345	34.5	345			25.875	1587
	345	34.5	320.85			25.875	1475.91
<i>Dalle de transition</i>	2.5*0.3*5*8.55	0	32.0625	7.75	9.2	0	248.48
	32.0625	3.20625	34.3068			29.4975	265.87
	32.0625	3.20625	32.0625			29.4975	248.48
	32.0625	3.20625	29.8181			29.4975	231.09
<i>Poids des surcharges</i>	5*9*1.2	0	54	8.05	9.4	0	434.7
	54	5.4	57.78			50.76	465.129
	54	5.4	54			50.76	434.7

		54	5.4	53.01			50.76	426.730
<i>Poussée des terres</i>	<i>Mur GG+ mur frontal</i>	$0.5 \cdot (8.55)^2 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0.33$ 3	219.088	/	/	4.35	953.033	/
		$0.5 \cdot (8.55)^2 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0.42$	276.327	/			1220.02 2	/
		$0.5 \cdot (8.55)^2 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0.39$ 5	259.879	/			1130.47	/
		$0.5 \cdot (8.55)^2 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0.37$ 4	246.063	/			1070.37	/
	<i>semelle</i>	$0.5 \cdot (1.5)^2 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0.33$ 3	7.4925	/	/	0.5	3.746	/
		$0.5 \cdot (1.5)^2 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0.42$	9.45	/			4.725	/
		$0.5 \cdot (1.5)^2 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0.39$ 5	8.8875	/			4.444	/
		$0.5 \cdot (1.5)^2 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0.37$ 4	8.415	/			4.2075	/
<i>Poussée des surcharges</i>	<i>Mur GG+ mur frontal</i>	$1.2 \cdot 8.55 \cdot 9 \cdot 0.333$	30.749	/	/	5.8	178.34	/
		$1.2 \cdot 8.55 \cdot 9 \cdot 0.42$	38.782	/			224.93	/
		$1.2 \cdot 8.55 \cdot 9 \cdot 0.395$	36.474	/			211.55	/
		$1.2 \cdot 8.55 \cdot 9 \cdot 0.374$	34.535	/			200.30	/
	<i>semelle</i>	$1.2 \cdot 1.5 \cdot 10 \cdot 0.333$	5.99	/	/	0.75	4.4925	/
		$1.2 \cdot 1.5 \cdot 10 \cdot 0.42$	7.56	/			5.67	/
		$1.2 \cdot 1.5 \cdot 10 \cdot 0.395$	7.11	/			5.3325	/
		$1.2 \cdot 1.5 \cdot 10 \cdot 0.374$	6.732	/			5.049	/
<i>totaux</i>	1cas	263.319	1251.367	/	/	1139.61 1	8118.134	
	2cas	457.255	1321.067			1994.92 3	8686.374	
	3cas	437.487	1251.367			1891.17 5	8118.134	
	4cas	420.881	1166.563			1819.30 5	7572.334	

Tableau XII.2: Calcul des moments et des efforts globaux.

### 3. Vérification de la stabilité de la culée à vide :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \text{ condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.0 \text{ condition sismique}$$

- **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5 \text{ condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.0 \text{ condition sismique}$$

<i>cas</i>	<i>H(t)</i>	<i>V(t)</i>	<i>M<sub>r</sub>(t.m)</i>	<i>M<sub>s</sub>(t.m)</i>	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$
<b>1</b>	263.319	1251.367	1139.611	8118.134	7.12	2.74
<b>2</b>	457.255	1321.067	1994.923	8686.374	4.35	1.66
<b>3</b>	437.487	1251.367	1891.175	8118.134	4.29	1.65
<b>4</b>	420.881	1166.563	1819.305	7572.334	4.15	1.60

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

#### **IV. Ferrailage des éléments de culée :**

##### **V.1. Mur de garde grève :**

D'après le document SETRA :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encasté a la base dans les calculs de béton armé.

##### **1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève :**

###### **a) Poussée des terres :**

$$M_{pt} = P \frac{h}{3} \quad \text{avec: } P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Avec :

$K_a = 0,33$  : coefficient de poussée.

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du remblai.

$H = 1.95 \text{ m}$  : hauteur du mur garde grève.

D'où :  $M_{pt} = 0.815 \text{ t.m}$

$M_{ptu} = 0.815 \times 1.35 = 1.10 \text{ t.m}$  à L'ELU

$M_{ptser} = 0.815 \text{ t.m}$  à L'ELS

###### **b) Poussée des charges locales :**

D'après les documents SETRA, seule la sollicitation engendrée par les camions Bc est la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accèdes, places d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m).

Les rectangles sont de dimension  $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface  $\phi$  donnée par :

$$\phi = \frac{12}{0.25 \times 0.75} = 64t$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.75+x}$$

Avec :  $K = K_{ah} \times B_c \times \delta \times \mu$

$$K_{ah} = 0.333$$

$B_c = 1.1$  : pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$\mu$  : Coefficient de pondération  $\mu = 1.6$  à L'ELU

$\mu = 1.2$  à L'ELS

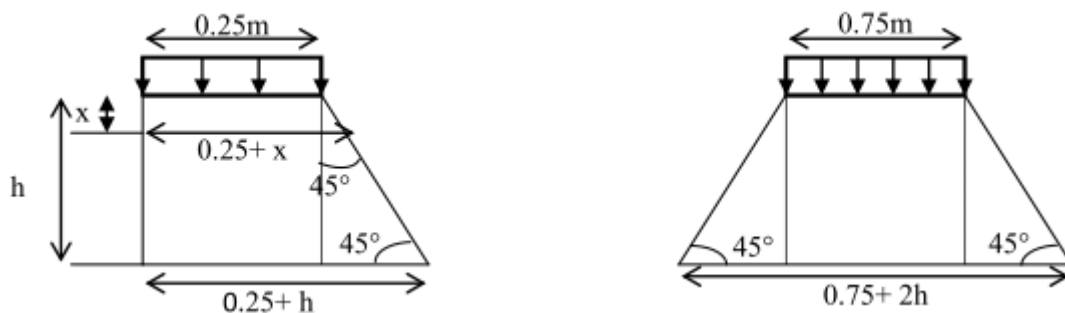


Figure XII.4 : Poussée de la charge locale située à l'arrière du mur.

$$K = 0.3663\mu \quad K = 0.586 \text{ à L'ELU}$$

$$K = 0.439 \text{ à L'ELS}$$

$h$	0.75	1	1.5	2
$MP/K$	3.4	4.41	6.11	7.45

Pour  $h = 1.95$ , on trouve :

$$M_p/K = 7.3687 \text{ tm/ml} \Rightarrow M_p = 7.3687 \times K$$

$$M_{pu} = 4.318 \text{ à L'ELU}$$

$$M_{ps} = 3.234 \text{ à L'ELS}$$

c) Force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :  $\mu$  : Coefficient de pondération

$$\mu = 1.6 \text{ à L'ELU}$$

$$\mu = 1.2 \text{ à L'ELS}$$

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 1.95}{0.25 + 2 \times 1.95} = 9.02$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 1.95}{0.25 + 2 \times 1.95} = 6.76$$

**d) Combinaison d'action :**

A l'E.L.U :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 1.35 \times 1.1 + 1.6 (4.318 + 9.02) = 10.954 \text{ t.m}$$

A l'E.L.S:

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q$$

$$M_{ser} = 0.815 + 1.2 (3.234 + 6,76) = 12.807 \text{ t.m}$$

**2. Ferrailage :**

**a. Ferrailage verticale :**

Le mur garde grève est sollicité en flexion et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; h = 0.30 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 0.95h = 0.285 \text{ m}; f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 11.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la vérification à l'ELS a donné une section de  $24.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Donc on prend 8HA20/ml, pour  $A_s = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $e_s = 10 \text{ cm}$

**b. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.22 \times 1 \times 0.285}{400} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

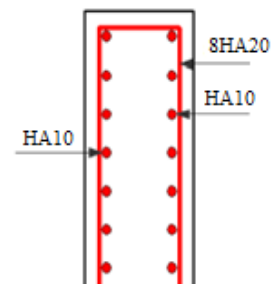
Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend :

4HA12/ml, pour  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un même espacement que la nappe inférieure.

**c. Les armatures de répartition :**

D'après les documents (SETRA), on disposera

HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.



**Figure XII.5 :** Ferrailage du mur garde grève.

**V.2. La dalle de transition :****1. Evaluation des efforts :**

Poids propre de la dalle :  $0.3 \times 2.5 \times 1 = 0.75t/ml$

Revêtement :  $0.08 \times 2.2 \times 1 = 0.176t/ml$

Remblai :  $0.6 \times 2 \times 1 = 1.2t/ml$

Charges permanentes :  $G = 0.75 + 0.176 + 1.2 = 2.126t/ml$

Surcharges :  $1,20 t/ml$  (surcharges sur remblai)

Type de charge	Q (t/ml)	M (t.m)	T (t)
Permanente	2.126	6.64	5.31
Surcharge	1.20	3.75	3.00

Tableau XII.3: Evaluation des efforts.

**Combinaison d'action :**

A l'E.L.U

Moment :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 1,35(6.64) + 1.6(3,75) = 14.964t.m$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1.35 T_G + 1.6 T_Q$$

$$T_u = 1.35(5.31) + 1.6(3) = 11,968t$$

A l'E.L.S

Moment :

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q$$

$$M_{ser} = 6.64 + 1,2 (3,75) = 11,14 t.m$$

Effort tranchant :

$$T_{ser} = T_G + 1.2T_Q$$

$$T_{ser} = 5.31 + 1.2(3) = 8.91t$$

**2. Ferrailage****a. Ferrailage vertical :**

$f_{c28} = 27MPa$ ;  $h=0.30 m$ ;  $b=1m$ ;  $d = 0.95 h = 0.285 m$ .

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 47.61cm^2$ , la vérification à l'ELS a donnée une section de  $60.52 cm^2$

Donc on prend 13HA25/ml, pour  $A_s = 8.04 cm^2/ml$  avec  $e_s = 22cm$ .

**b. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.22 \times 1 \times 0.285}{400} = 3.63cm^2$$

$$A_s > A_{min} \rightarrow \text{la CNF est vérifiée}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: 4HA16/ml (8.04cm<sup>2</sup>/ml), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 22cm.

**c. Vérification à l'effort tranchant :** (fissuration très préjudiciable)

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec :  $\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.11968}{1 \times 0.285} = 0.413 \text{ MPa}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

Pour les armatures droites :

$$\bar{\tau}_u = \min(4 \text{ MPa}; 0.10 f_{c28}) = 2.7 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Dans l'autre sens on dispose un ferrailage forfaitaire :

$$A_s = \frac{A_s}{3} = 20.17 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 12 \text{ HA}16 \text{ (} 24.13 \text{ cm}^2/\text{ml)}$$

$$A'_s = \frac{A'_s}{3} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ HA}10 \text{ (} 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml)}$$

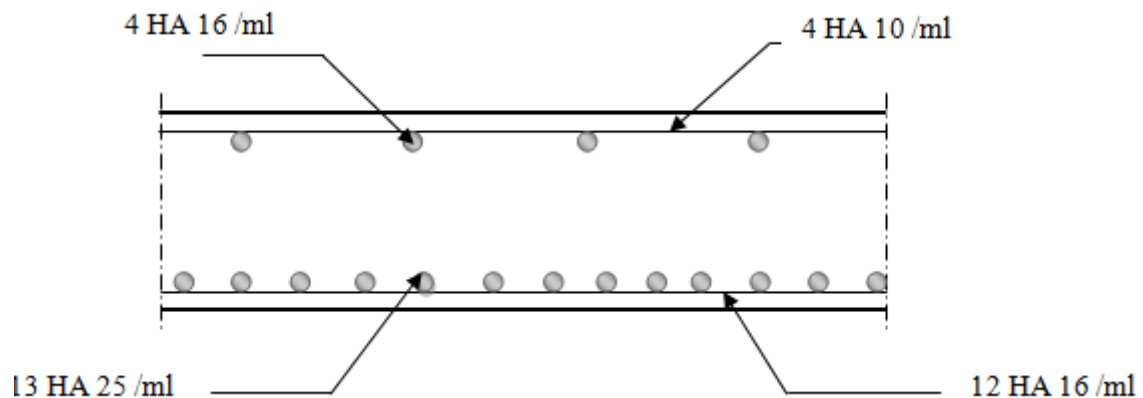


Figure XII.6 : Ferrailage de la dalle de transition.

### V.3. Corbeau d'appui :

#### 1. Evaluation des efforts :

- Réaction due a la dalle de transition :  $R_1 = \frac{PL}{2} = \frac{0.3 \times 5 \times 2.5}{2} = 1.88t$
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = \frac{PL}{2} = \frac{0.6 \times 5 \times 2}{2} = 3.00t$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = \frac{PL}{2} = \frac{0.08 \times 5 \times 2.2}{2} = 0.44t$
- Poids propre du corbeau :  $R_4 = 0.135 \times 2.5 \times 1 = 0.337t$

$$- \text{ Réaction due aux surcharges sur remblai : } R_5 = \frac{qL}{2} = \frac{1.2 \times 5}{2} = 3t$$

Combinaison d'action :

Réactions :

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 12,43 t$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 9,26 t$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,14 = 1,74 t.m$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,14 = 1,29 t.m$$

## 2. Ferrailage :

### a. Ferrailage verticale :

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{C28} = 27 \text{ MPa} ; h=0.3\text{m} ; b=1\text{m} ; d = 0.95h = 0.285\text{m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la vérification à l'ELS a donnée une section de  $2.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Donc on prend 5HA10/ML, pour  $A_s = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

### b. Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22 \times 1 \times 0.285}{400}$$

$$A_{min} = 3.63 \text{ cm}^2$$

### c. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{3.92}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 2HA10/ml ( $1.57 \text{ cm}^2$ ).

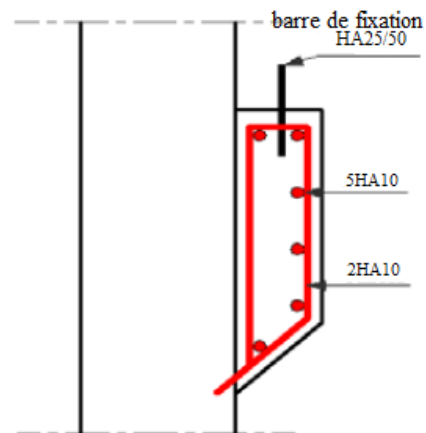


Figure XII.7 : Ferrailage du corbeau.

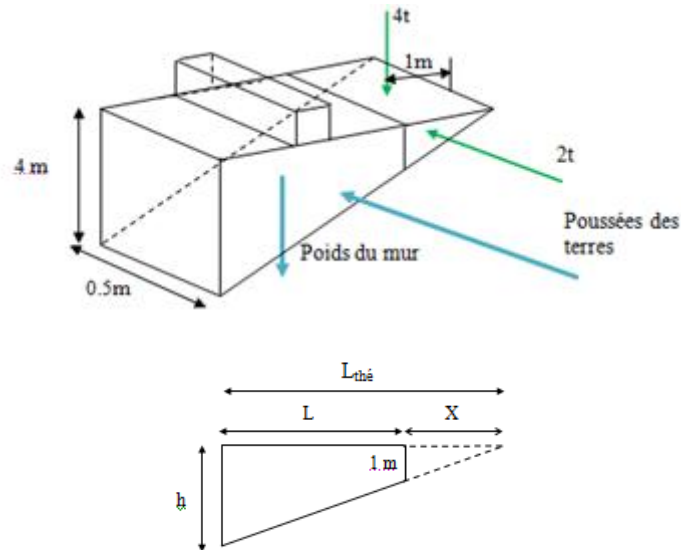
D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barre de fixation de HA25/50 tous les 1m.

## V.4. Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.

- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.



Calcul de longueur théorique :

$$h=3.84\text{m}$$

$$L=4.26\text{m}$$

$$\frac{1}{x} = \frac{h}{D+x} \Rightarrow x=1.5\text{m}$$

$$L_{\text{thé}} = 4.26+1.5=5.75\text{m}$$

**1. Evaluation des efforts :**

**a. Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres :  $P = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \cdot \frac{L_{\text{thé}} \cdot h}{2} = 19,68 \text{ t.}$
- Poussée des surcharges de remblais :  

$$P_{sr} = K_{ah} \gamma h = (0.333 \times 2 \times 8.55) = 5.69\text{t}$$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $P_{sc} = 2\text{t}$

Détermination des moments :

- Poussée des terres :  $M_t = 19.68 \left(\frac{8.55}{3}\right) = 56.09\text{t.m}$
- Poussée des surcharges de remblais :  

$$M_{sr} = 5.69 \times 2.85 = 16.22\text{t.m}$$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2 \times 7.55 = 15.10\text{t.m}$

Les combinaisons :

$$\text{A L'ELU : } M_u = 1,35M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 125.833\text{t.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_{ser} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 93.67\text{t.m}$$

**b. Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :  $PG = 0,5 \times 1 \times 8,55 \times 2,5 = 10,68 t$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 t$
- Poids de la superstructure :  $P_{su} = 0,5 \times 0,08 \times 2,2 = 0,088 t$

Détermination des moments :

- Poids propre du mur :  $M_G = 10,68 \times 2,35 = 25,098 t.m$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  
 $M_{sc} = 4 \times 4,75 = 19 t.m$
- Poids de la superstructure :  $M_{su} = 0,088 \times 3,855 = 0,339 t.m$

Les combinaisons :

$$\text{A L'ELU: } M_u = 1,35M_G + 1,6 (M_{su} + M_{sc}) = 64,82 t.m$$

$$\text{A L'ELS: } M_{ser} = M_G + 1,2 (M_{su} + M_{sc}) = 48,30 t.m$$

**2. Ferrailage :****a. Ferrailage vertical:**

Ce ferrailage se fait en flexion simple, et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$$f_{c28}=27 \text{ MPa}; h=0,50\text{m}; b=1\text{m}; d = 0,95h = 0,475\text{m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve:

	$M \text{ (MN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{CNF}$
<b>ELU</b>	64,82	43,57	6,06
<b>ELS</b>	48,30	64,33	6,06
<b>Ferrailage</b>	14 HA 25 (68,72 cm <sup>2</sup> )		

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{CNF}) = 64,33 \text{ cm}^2$$

Soit: 7HA25 sur h/4 ; St = 11 cm

7HA25 sur 3h/4; St = 40 cm

**b. Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{64,33}{3} = 21,44 \text{ cm}^2$$

On dispose des cadres HA10 espacés de 30cm (SETRA) verticalement

**c. Ferrailage de suspension :**

Ce ferrailage se fait en flexion simple

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; h = 0,5 \text{ m}; b = 1 \text{ m}; d = 0,95h = 0,475 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve :

	$M$ (MN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$
<i>ELU</i>	1.2583	6,09	6.06
<i>ELS</i>	0.9367	9,24	6.06
<i>Ferraillage</i>	5 HA 25 (24,54 cm <sup>2</sup> ) ; $S_t = 6$ cm		

*d. Vérification de condition de non fragilité :*

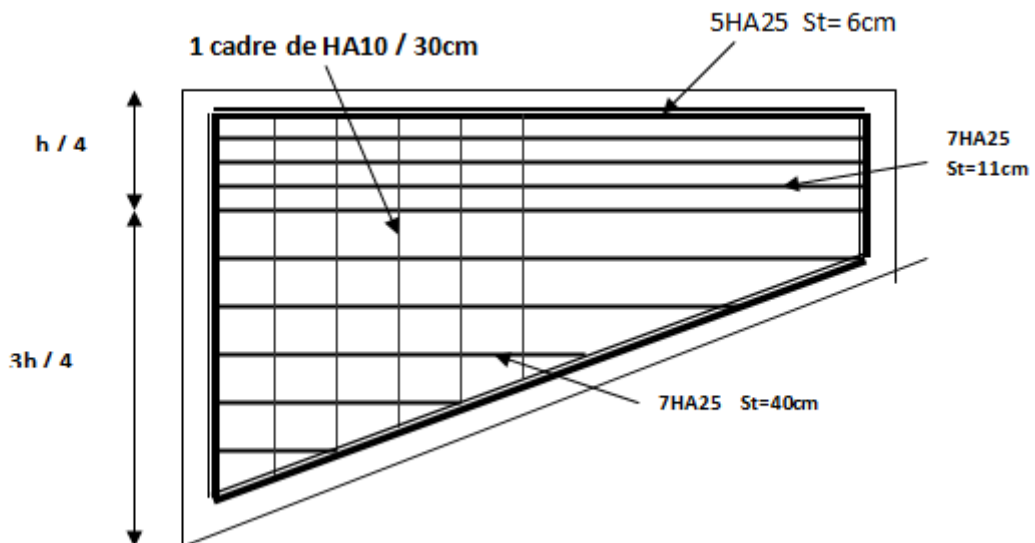
$$\frac{A_{min}}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22 \times 1 \times 0.475}{400}$$

$A_{min} = 6.06 \text{ cm}^2$  Donc  $A_s > A_{min} \rightarrow$  condition vérifiée

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: 15HA40/ml (188.99cm<sup>2</sup>), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 6 cm.



*Figure XII.8 : Ferraillage du mur en retour.*

**V.5. Mur frontal :**

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée il est sollicité par :

**1. Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Poids propre du corbeau, de mur garde grève de mur cache de mur en retour et de dalle de transition.

- Leur poids propre.

**2. Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontal.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

**3. Evaluation des charges et surcharges :**

Le tableau ci-après donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

désignation	conditions	$P(t)$	$\epsilon_H P$	$(1 \pm \epsilon_V)P$	$h(m)$	$v(m)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
Poids propre du tablier	CN	655.95	0	655.95	0	7.575	0	0
	CSV+H		65.595	701.86			496.88	0
Mur garde grève	CN	14.625	0	14.625	0.80	7.575	0	11.70
	CSV+H		1.4625	15.648			11.078	12.518
Corbeau	CN	3.0375	0	3.0375	1.1	7.25	0	3.341
	CSV+H		0.3037	3.2501			2.2018	3.575
Mur de front	CN	214.50	0	214.50	0	3.30	0	0
	CSV+H		21.45	229.51			70.785	0
Poids de la dalle de transition	CN	32.062	0	32.062	3.30	7.40	0	105.80
	CSV+H		3.2062	176.33			23.725	581.88
Les 2 murs en retours	CN	164.8	0	164.80	4.505	4.275	0	742.42
	CSV+H		16.48	176.33			70.452	753.81
Les 2 murs caches	CN	19.092	0	19.092	0	7.575	0	0
	CSV+H		1.9092	20.428			14.462	0
Freinage due à Bc	CN	30	30	/	/	8.55	256.50	/
	CSV+H		0	/			0	/
Poussée des terres mur GG+mur frontal	CN	657.92	219.08	/	/	2.85	624.37	/
	CSV+H		276.32	/			787.51	/
Poussée des surcharges mur GG+mur frontal	CN	92.34	30.75	/	/	4.275	131.45	/
	CSV+H		38.78	/			165.78	/
Total	CN	1890.32	279.83	1104.06	/		755.82	863.26
	CSV+H		425.50	1147.02			1642.87	1351.78

Tableau XII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

**4. Récapitulatif des efforts :**

Le calcul se fait par un mètre linéaire :

- Condition normale :

$$\text{Effort normal : } N(t) = \sum(1 + \epsilon_V)P = 1104.06t$$

Effort normal a l'ELS :  $N_{ELS} = \frac{1104.06}{10} = 110.406t$

Effort normal a l'ELU :  $N_{ELU} = 1,35 N_{ELS} = 149.048t$

Moment:  $M = \sum M_S - \sum M_R = 107.44t.m$

Moment a l'ELS:  $M_{ELS} = \frac{107.44}{10} = 10.744t.m$

Moment a l'ELU:  $M_{ELU} = 1,35 M_{ELS} = 14.504 t.m$

• *Condition sismique :*

Effort normal :  $N(t) = \sum P(t) = 1890.32t$

Effort normal a l'ELS :  $N_{ELS} = \frac{1890.32}{10} = 189.032$

Effort normal a l'ELU :  $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 255.193t$

Moment:  $M = \sum M_S - \sum M_R = |-291.09| = 291.09t.m$

Moment a l'ELS:  $M_{ELS} = \frac{291.09}{10} = 29.109t.m$

Moment a l'ELU:  $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 39.297t.m$

	<i>A L'ELU</i>		<i>A L'ELS</i>	
	<i>Condition normale</i>	<i>Condition sismique</i>	<i>Condition normale</i>	<i>Condition sismique</i>
<i>N(t)</i>	149.048	255.193	110.406	189.032
<i>M (t.m)</i>	14.504	39.297	10.744	21.109

*Tableau XII.5 : Sollicitations à la base du voile.*

**5. Ferrailage :**

**a. Ferrailage verticale :**

Le ferrailage se fait en flexion composée, et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; h=1.30\text{m}; b=1\text{m}; d = 0.95h = 1.235 \text{ m}.$

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition sismique, donc on aura :

	<i>M (MN.m)</i>	<i>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>CNF</sub></i>
<i>ELU</i>	0,39297	19,29	15,76
<i>ELS</i>	0,21109	26,40	15,76
<b><i>Ferrailage</i></b>	<b>9 HA 20 (28,27 cm<sup>2</sup>/ml) ; S<sub>t</sub>= 9 cm</b>		

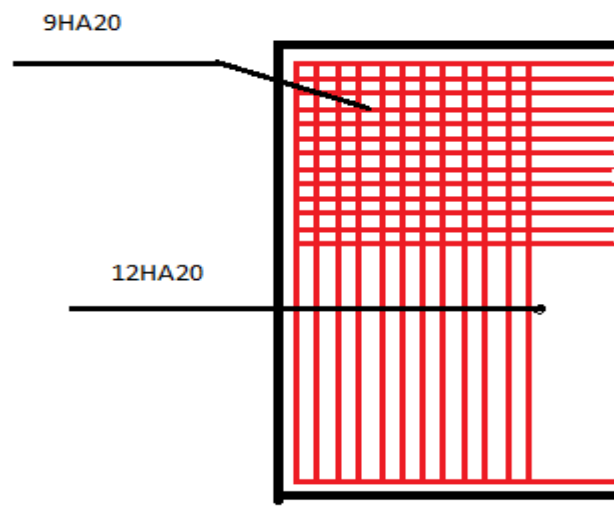
On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité donc on prend 9HA20/ml (18.849cm<sup>2</sup>), avec un espacement de 9cm.

Pour la nappe supérieure et pour mieux s'adapter à la nappe inférieure on prend : 7HA16 (14.06cm<sup>2</sup>), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 13cm.

*b. Les armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{18.849}{3} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 12HA20/ml (37.68cm<sup>2</sup>), avec un espacement de 25cm.



*Figure XII.9 : Ferrailage du mur frontal.*

### **V.6. La semelle :**

L'élément le plus important dans la stabilité de l'ouvrage est la fondation. Son rôle est de répartir et de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure par l'intermédiaire des pieux.

#### **1. Evaluation des efforts à la base de la semelle :**

En plus des efforts dus à la superstructure (charge et surcharges), nous devons prendre en considération l'effet du poids propre de la semelle et le poids des terres.

Le tableau suivant nous donne les efforts agissants sur la semelle :

		$N(MN)$	$H(MN)$	$D(m)$	$M(MN.m)$
<b>Poids du tablier</b>	<b>C.N</b>	3,2797	/	/	/
	<b>S.V</b>	3,5093	/	/	/
	<b>S.H</b>	/	0,3280	8,30	2,7224
<b>Poids de mur de front</b>	<b>C.N</b>	2,0549	/	/	/
	<b>S.V</b>	2,1987	/	/	/
	<b>S.H</b>	/	0,2055	4,8	0,9864
<b>Poids du mur garde grève</b>	<b>C.N</b>	0,1400	/	0,8	0,1120
	<b>S.V</b>	0,1498	/	0,8	0,1198
	<b>S.H</b>	/	0,0140	9,6	0,1344

<b>Poids de la dalle de transition</b>	<b>C.N</b>	0,1608	/	3,45	0,5548
	<b>S.V</b>	0,1720	/	3,45	0,5934
	<b>S.H</b>	/	0,0161	9,3	0,1497
<b>Poids du corbeau</b>	<b>C.N</b>	0,2930	/	0,925	0,2710
	<b>S.V</b>	0,3135	/	0,925	0,2900
	<b>S.H</b>	/	0,0293	7,9	0,2315
<b>Poids du mur en retour</b>	<b>C.N</b>	0,3821	/	2,525	0,9648
	<b>S.V</b>	0,4088	/	2,525	1,0322
	<b>S.H</b>	/	0,0382	5,775	0,2206
<b>Poids de la semelle</b>	<b>C.N</b>	3,4500	/	0	/
	<b>S.V</b>	3,6915	/	0	/
	<b>S.H</b>	/	0,345	0,75	0,2587
<b>Poids des terres Arrière</b>	<b>C.N</b>	4,7936	/	2,525	12,1038
	<b>S.V</b>	5,1292	/	2,525	12,9512
	<b>S.H</b>	/	0,4793	5,775	2,7679
<b>Poids des terres Avant</b>	<b>C.N</b>	1,1850	/	-2,625	-3,1106
	<b>S.V</b>	1,2680	/	-2,625	-3,3285
	<b>S.H</b>	/	0,1185	-2,25	-0,2666
<b>Poussée des terres Arrière</b>	<b>C.N</b>	/	1,63	4,35	7,0905
<b>Poussée des terres Avant</b>	<b>C.N</b>	/	-0,072	2	-1,344
<b>Surcharge <math>q=1t/m^2</math></b>	<b>C.N</b>	/	0,22	3,855	0,8481
<b>Variation de <math>T^\circ</math></b>	<b>C.N</b>	/	0,1487	8,30	1,2342
<b>Variation du fluage + retrait</b>	<b>C.N</b>	/	0,2971	8,30	2,4659
<b>Freinage de Bc</b>	<b>C.N</b>	/	0,0954	8,30	0,7918
<b>Séisme</b>	<b>C.S</b>	/	0,4172	4,8	2,0026
<b>D240</b>	<b>C.N</b>	1,7022	/	/	/
<b>Bc+ trot</b>	<b>C.N</b>	1,1514	/	/	/
<b>A(l) +trott</b>	<b>C.N</b>	1,2108	/	/	/
<b>Freinage A(l)</b>	<b>C.N</b>	/	0,0692	8,30	0,5744

Tableau XII.6: Valeurs agissant sur la semelle.

Combinaison des efforts :

$$ELU : \begin{cases} C.N : 1,35 G + 1,6 Q + 0,8 T^\circ \\ C.S : G + F_{séisme} + 0,5 T^\circ \end{cases}$$

$$ELS : G + 1,2 Q + 0,6 T^\circ$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

	$N^{\max} (MN)$	$M^{corr} (MN.m)$	$M^{\max} (MN.m)$	$N^{corres} (MN)$	$H (MN)$
<b>ELU (C.N)</b>	23,9713	14,7093	29,1952	9,3886	3,0730
<b>ELU (C.S)</b>	16,8408	11,6581	23,7340	9,8435	2,0654
<b>ELS (C.N)</b>	17,7817	10,8958	21,6470	6,9545	2,2788

Tableau XII.7 : Récapitulatif des valeurs de H, N et M aux états limites.

2. Calcul des réactions  $M_{max}$  et  $M_{min}$  :

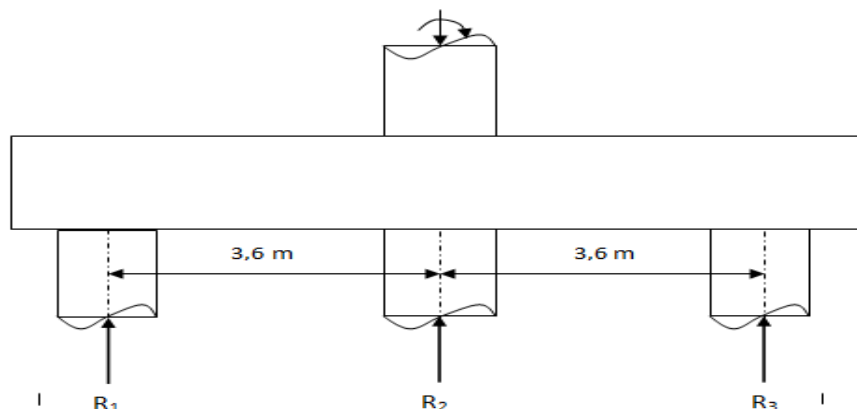


Figure XII.10: Schématisation de semelle sous pieux.

3. Vérification de non soulèvement :

Dans notre cas, la semelle est excentrée par rapport au mur de front et pour le ferrailage on tire  $R_{min}$  et  $R_{max}$ .

$$R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M \times y_i}{n' \sum y_i^2}$$

$$R_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M \times y_i}{n' \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle n = 9.

n' : Nombre de pieux par file.

yi : Distance entre le centre de gravité et les filles des pieux.

- Pour la 1ère fille des pieux ( $R_1$ ) : 
$$R_1 = \frac{N}{n} - \frac{M \times y_1}{n'(y_1^2 + y_2^2)}$$
- Pour la 3ème fille des pieux ( $R_3$ ) : 
$$R_3 = \frac{N}{n} + \frac{M \times y_i}{n'(y_1^2 + y_3^2)}$$
- Pour la 2ème fille des pieux ( $R_2$ ) : 
$$R_2 = \frac{N}{n}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	<i>Etats</i>	$R_1$	$R_2$	$R_3$
<b>C.N</b>	ELU	1,9825	2,6635	3,3445
	ELS	1,4713	1,9757	2,4802
<b>C.S</b>	ELU	1,3315	1,8712	2,4109

**Tableau XII.8:** Récapitulatif des combinaisons des réactions.

Vérification de non soulèvement :

$$\begin{array}{l}
 R_{\min} = 1,3315 \text{ MN} > 0 \\
 R_{\max} = 3,3445 \text{ MN}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 < R' = 4,5281 \text{ MN} \\
 1.5 R' = 6.7921 \text{ MN}
 \end{array} \right. \quad (\text{vérifiée})$$

**4. Ferrailage de la semelle :**

- **Détermination de la méthode de calcul :**

On a :  $d = 0,9h = 1,35 \text{ m}$      $d' = 0,15 \text{ m}$      $L = 3,6 \text{ m}$      $h = 1,5 \text{ m}$

On vérifie si la méthode des bielles est applicable : c'est-à-dire  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$

$$t_{g\theta} = \frac{d}{\left(L/2 - \frac{b}{4}\right)} \Rightarrow \theta = 41,05^\circ$$

La méthode des bielles n'est pas applicable.

On utilise la méthode des consoles pour ferrailer la semelle.

- **Application de la méthode :**

$$M = R_{\max} \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) \Rightarrow M = 1.5 R_{\max}$$

.	<i>Etats</i>	$M \text{ (MN.m)}$	$\text{Ferrailage (cm}^2\text{)}$
<b>C.N</b>	<b>ELU</b>	5,01675	110,66
	<b>ELS</b>	3,72030	202,15
<b>C.S</b>	<b>ELU</b>	3,61635	78,96

**Tableau XII.9:** Récapitulatif des combinaisons des moments et ferrailages.

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = \frac{0,23 \times 2,7 \times 1,35 \times 2,22}{400} = 46,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = \max (A_u, A_{ser}, A_{CNF}) = 202,15 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 26 \text{ T } 32 (209,104 \text{ cm}^2) ; \text{ St} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{inf} = \frac{A_s}{3} = 67,38 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 14 \text{ T } 25 (68,72 \text{ cm}^2) ; \text{ St} = 30 \text{ cm}$$

**Cadre de construction :**

On prévoit des cadres de construction verticaux et horizontaux, dont la section est donnée par :

$$\begin{cases} A_{t_v} = 0,006 \frac{h}{2} t_v \\ A_{t_h} = 0,004 \frac{h}{2} t_h \end{cases}$$

On fixe les espacements  $t_v = t_h = 20 \text{ cm}$

D'où :  $A_{t_v} = 9 \text{ cm}^2$  ; Soit 3 cadres HA14

$$A_{t_h} = 6 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 2 \text{ cadres HA14}$$

• **Diagramme de M et T :**

$$\begin{cases} g_T = g_s + g_{superstr} + g_r = 1,6429 \text{ MN/ml} & \text{ELU} \\ g_T = 1,2170 \text{ MN/ml} & \text{ELS} \end{cases}$$

Après tout les calculs, le diagramme des moments ainsi que celui de l'effort tranchant à l'ELS sont présentés ci-dessous.

Avec :

$$R_1 = R_3 = \begin{cases} 5,1888 \text{ MN} & \text{ELU} \\ 3,8437 \text{ MN} & \text{ELS} \end{cases} ; \quad R_2 = \begin{cases} 6,0513 \text{ MN} & \text{ELU} \\ 4,4826 \text{ MN} & \text{ELS} \end{cases}$$

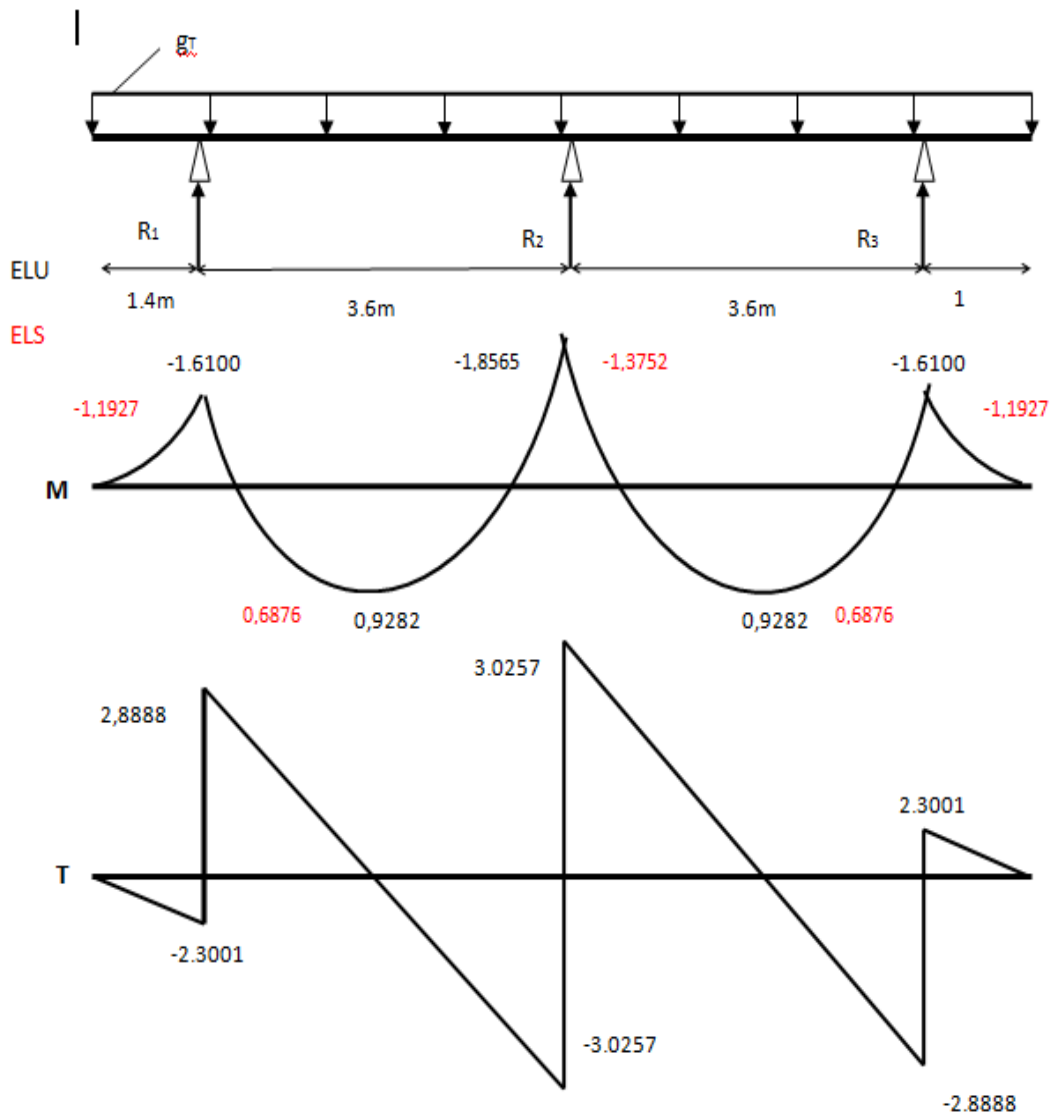


Figure XII.11: Diagramme de M et T à l'ELU et l'ELS.

**Ferrailage longitudinal :**

$b_0 = 9,2 \text{ m}$

$h = 1,5 \text{ m}$

$d = 0,9 h = 1,35 \text{ m}$  ; fissuration T.P.

	ELU (MN.m)		ELS		
	Appui	Travée	Appui	Travée	
$M_u$ (MN)	1,8565	0,9282	$M_{ser}$	1,3752	0,6876
$\mu_{bu}$	0,00721	0,00362	$\alpha_{rb}$	0,5889	0,5889
$A$	0,00904	0,0045	$\mu_{rb}$	0,2366	0,2366
$Z$	1,3451	1,3475	$Z$	1,0849	1,0849
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	39,68	19,80	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	74,72	37,36

$$A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_c = 158,54 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

En travée :  $A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{CNF}) = 158,54 \text{ cm}^2$

En appui :  $A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{CNF}) = 158,54 \text{ cm}^2$

Soit : 33 T 25 (St = 25 cm).

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$V_u = 3,0257 \text{ MN}$$

$$D'où : \tau_u = V_u / b_0 \times d = 3,0257 / 9,2 \times 1,35 = 0,2436 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0,2436 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{tmin} \geq 0,4 \cdot St \cdot b_0 / 400 = 0,4 \cdot 0,29 \cdot 2 / 400$$

$$A_{tmin} \geq 18,4 \text{ cm}^2 \text{ ; soit 5 étriers HA16 (20,11 cm}^2\text{)}$$

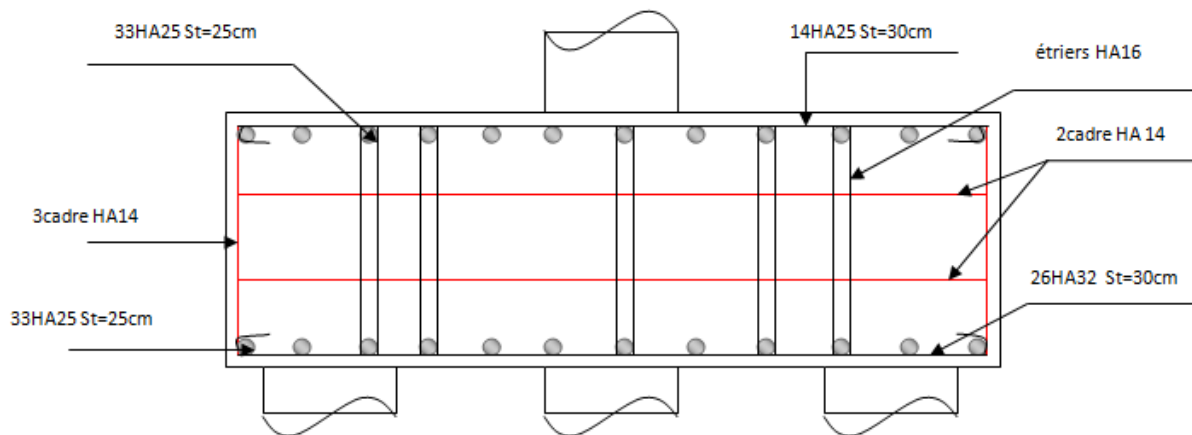


Figure XII.12: Ferrailage de la semelle.

**V.7. Etude et ferrailage des pieux :**

**1. Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> degré :

$$EI \frac{d^4 Y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

$b$  : Diamètre des pieux ;

$C_u$  : Module de réaction du sol ;

$Y$  : Déplacement en tête des pieux.

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

**a. Calcul de  $\lambda$  :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2m$  ;

$C_u = 3.5kg/cm^3$  ;

$E$  : Module d'élasticité du béton

$$E = 11000\sqrt[3]{27} = 33000MPa ;$$

$I$  : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.1017m^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.236m^{-1}$$

$$\lambda L = 0,236 \times 19 = 4.48m$$

**2. Effort horizontal maximum en tête du pieu :**

• **Condition normale :**

$$\bar{P} = \frac{H}{9} = \frac{263.319}{9} = 29.257t/\text{pieu}$$

Avec :  $H = 263.319t$

• **Condition sismique :**

$$\bar{P} = \frac{H}{9} = \frac{457.255}{9} = 50.806t/\text{pieu}$$

Avec :  $H = 457.255t$

**3. Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \left( \chi_{\theta M} \times \bar{M} \right) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = \left( \chi_{\theta M} \times \bar{M} \right) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu ;

$\bar{P}$  : Effort horizontal en tête du pieu ;

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement égal à  $1/\alpha$  ;

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI\theta = \left( \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left( \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right) = 0 \quad \rightarrow \quad \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

✓ **Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  :**

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

D'où :

$$\lambda L = 4.48m \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.30, \chi_{\theta M} = 1.56$$

- Condition normale :

$$\bar{P} = 29.257t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -103.30t.m$$

- Condition sismique :

$$\bar{P} = 50.806t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -179.40t.m$$

#### 4. Ferrailage des pieux :

##### a. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther.

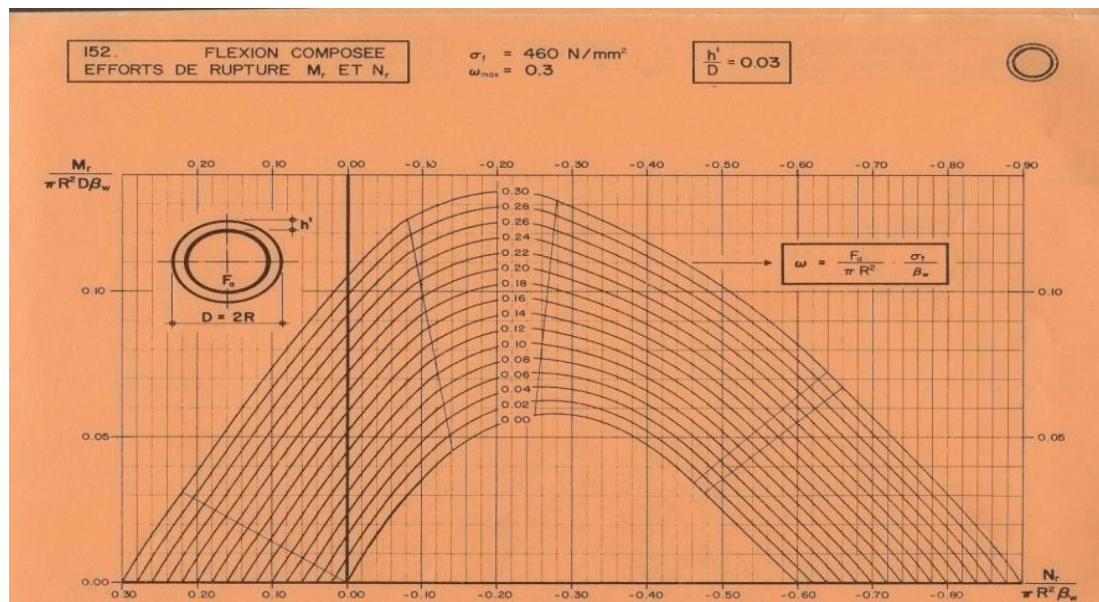


Figure XII.13 : Abaque de Walther.

✓ **Données d'entrée de l'abaque :**

$$N_{min} = -46.76t$$

$$M_{max} = -179.40t.m$$

✓ **Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Avec :

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{179.40}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0.048$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{46.76}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.015$$

Où :

$\beta_w$ : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours.

( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ) ;

R : rayon du pieu ;

$$M_r = M_{max} = 179.40 \text{ t.m.}$$

$$N_r = N_{min} = 46.76t.$$

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0.11$

$\omega$ : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec:

$F_a$ : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.20$$

$$F_a = \frac{0.11 \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.11 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 152.68 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 20HA32 ( $A_s = 160.85 \text{ cm}^2$ ).

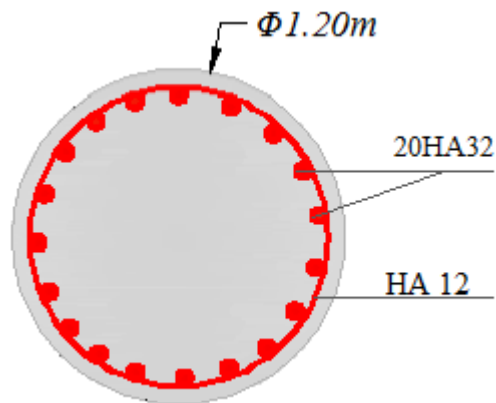
✓ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{18} = 21\text{cm}$$

**b. Ferrailage transversale :**

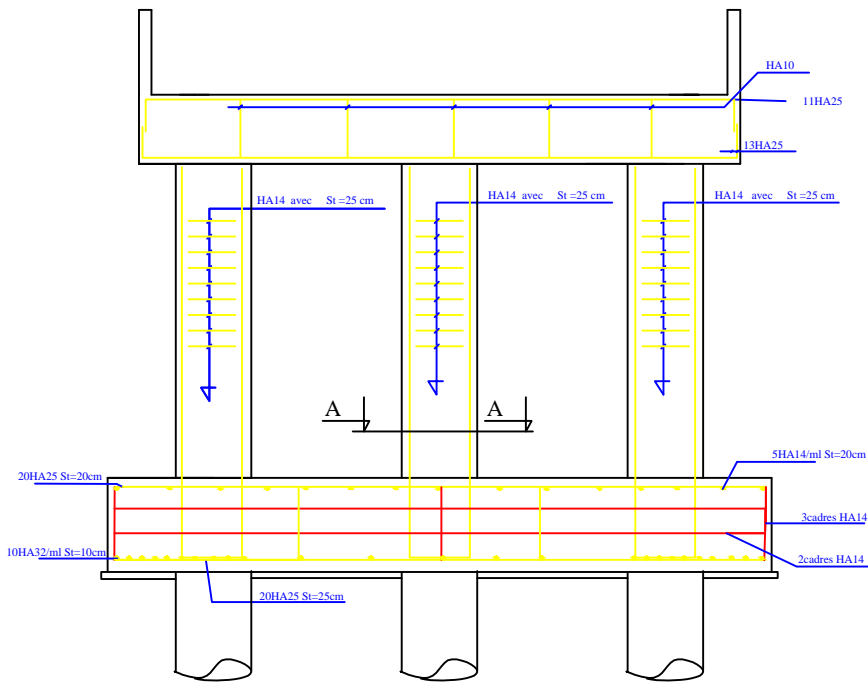
$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\text{cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

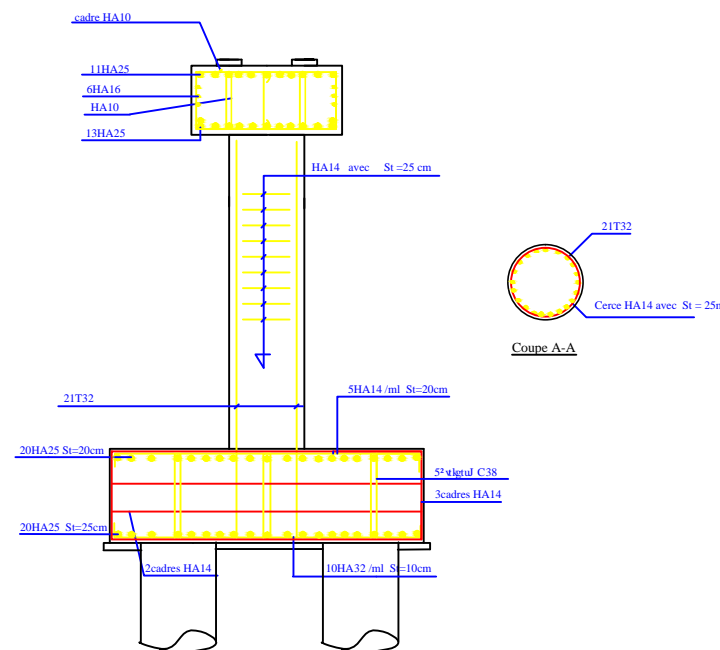


**Figure XII.14 :** Ferrailage du pieu.

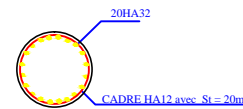
**FERRAILLAGE DE LA PILE (coupe transversale)** Echelle: 1/50



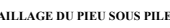
**FERRAILLAGE DE LA PILE (coupe longitudinale)** Echelle: 1/50



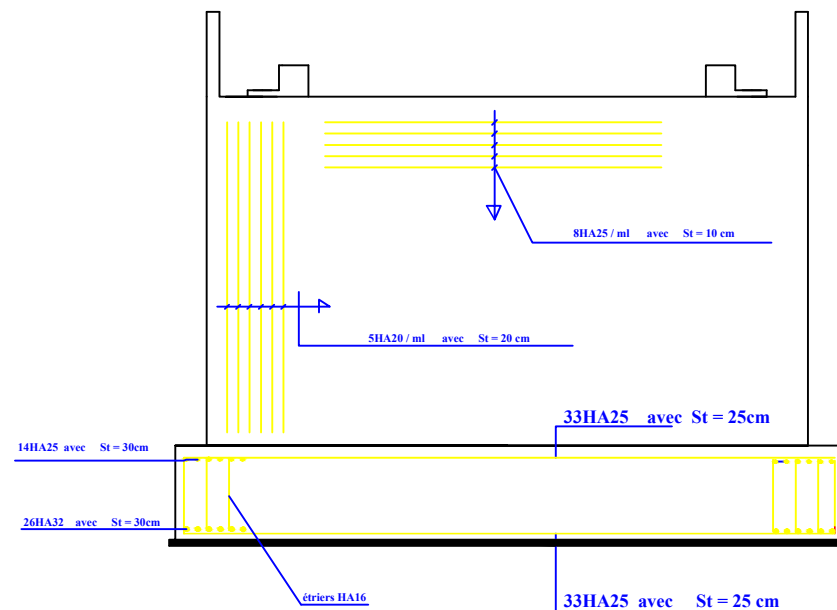
**FERRAILLAGE DE PIEU (FONDATION)**



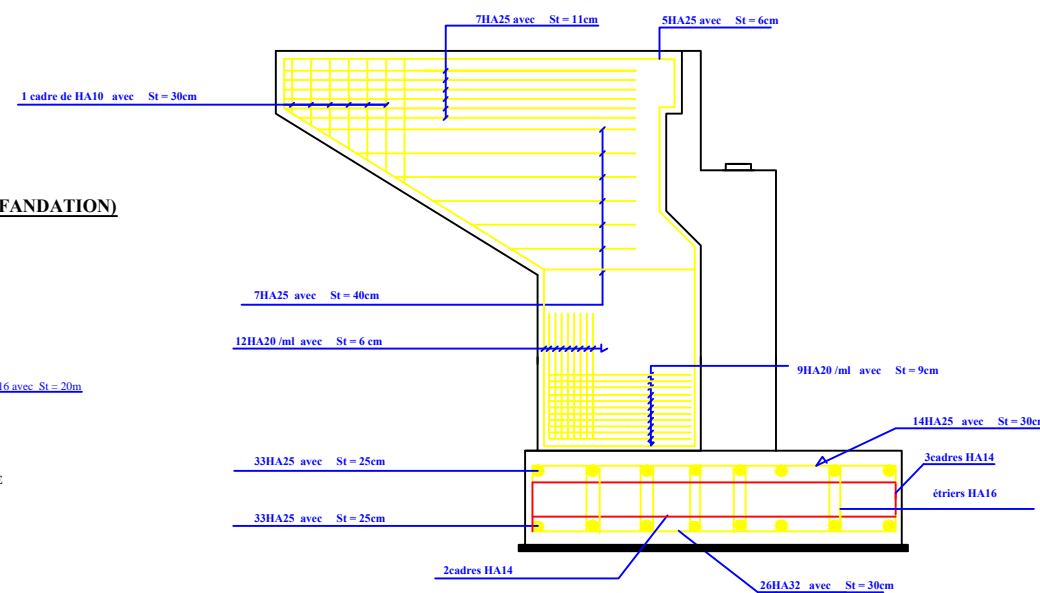
**FERRAILLAGE DU PIEU SOUS PILE**



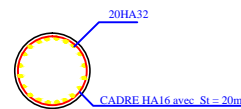
**FERRAILLAGE DE LA CULEE (coupe transversale)** Echelle: 1/50



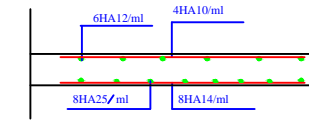
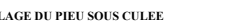
**FERRAILLAGE DE LA CULEE (coupe longitudinale)** Echelle: 1/50



**FERRAILLAGE DE PIEU (FONDATION)**

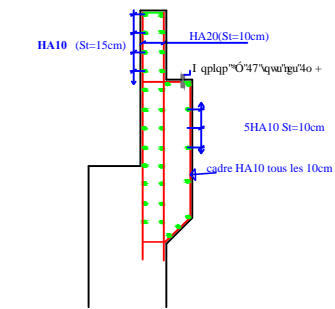


**FERRAILLAGE DU PIEU SOUS CULEE**

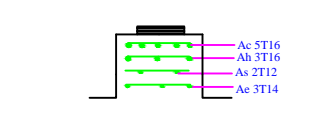


**FERRAILLAGE DE LA DALLE**

Echelle: 1/20

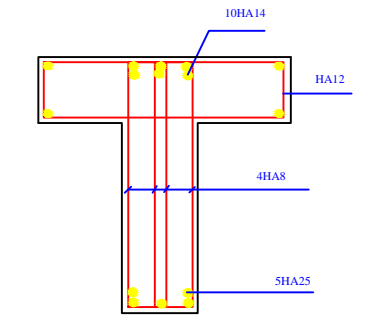


**FERRAILLAGE DE MUR GARDE GREVE ET DU CORBEAU D'APPUI**

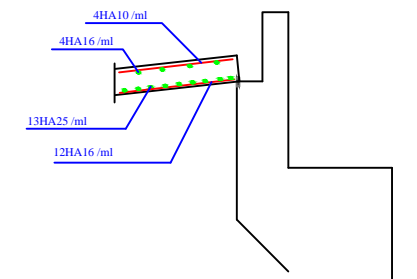


**FERRAILLAGE DU DE D'APPUI**

Echelle: 1/20



**FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT**



**FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION**

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
 O l p k u ² t g ' f g ' h C p u g k i p g o g p v l w r ² t k g w ' g v f g ' r ' t g e j g t e j g ' u e k p w h s w g

**Université des Sciences et de la Technologie Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou**  
 Faculté de Génie de la Construction  
 F ² r c t v g o g p v f g ' t g p l g ' E k k i n

**THEME :**  
**ETUDE D'UN PONT DROIT A POUTRES MULTIPLES EN**  
**BETON PRECONTRAIN PAR POST TENSION**

Khemis-EL-KHACHNA ALGER Proposer par : E.N.G.O.A

PLAN N° 03 :  
**PLAN DE FERRAILLAGE**  
**DES ELEMENTS DU PONT**

Etudié par : Mr SEMMAR Md SAID.  
 Mr DJEDDI TOUFIK.  
 Melle TOUAT SARAH.  
 Encadré par : Mr OUGEMAT ALL

Promotion 2014

# *Conclusion*

L'étude de ce projet nous a aidé à améliorer et développer nos connaissances acquises durant notre cursus, en passant par les points suivants :

L'ensemble des éléments principaux ont été dimensionnés, notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation.

La répartition des efforts transversaux dus aux charges et surcharges déterminées par le logiciel de calcul Robot Millenium nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée.

A partir des sollicitations maximales nous avons dimensionné la précontrainte. Pour cette précontrainte on a utilisée 3 câbles 12T15 qui sont mis en tension par post-tension.

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.

Pour les fondations, vu la mauvaise capacité portante du sol nous avons opté pour des pieux de 1.2m de diamètre et de 22m de profondeur.

En fin, le travail a été achevé avec le dimensionnement des appareils d'appuis conformément au document S.E.T.R.A.

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 précontraintes ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

# *Bibliographie*

- **Les livres :**

- *Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;*
- *Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;*
- *Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;*
- *Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;*
- *Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;*
- *Le fascicule n° 62 titre I - Section II du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999) ;*
- *Le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993) ;*
- *Projet et construction des ponts : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994) ;*
- *Projet et construction des ponts : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000) ;*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;*

- **Les thèses :**

- *Conception et étude d'un pont sur l'autoroute est-ouest ; étudié par M<sup>r</sup> D.LABED et M<sup>r</sup> M.MAKHLOUF ; encadré par M<sup>r</sup> M.AMIEUR ; soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (promotion 2010).*
- *Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint ; étudié par M<sup>r</sup> A.IMMOUN et M<sup>r</sup> M.ISSAD ; encadré par M<sup>r</sup> S.KASI ; soutenu à l'université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (promotion 2012).*
- *Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place ; étudié par M<sup>r</sup> Y.CHELLI, M<sup>r</sup> I.CHERIFI et M<sup>elle</sup> F.CHELOUL ; encadré par M<sup>r</sup> A.ADJRAD ; soutenu à l'université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (promotion 2013).*
- *Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint ; étudié par M<sup>elle</sup> H.MEFTAH ; encadré par M<sup>elle</sup> SOUDANI ; soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (promotion 2010).*
- *Etude d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint par post-tension ; étudié par M<sup>elle</sup> S.HADOUCHE ; encadré par M<sup>r</sup> M.RILI ; soutenu à l'université des sciences et de la technologie Houari Boumediene (promotion 2009).*

- **Les logiciels :**

- *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.*
- *AutoCAD 2010.*
- *Socotec : Logiciel de calcul et ferrailage.*
- *Sap 2000.*