



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique université  
Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou



Faculté de Génie de la Construction

Département des travaux publics

# Mémoire De Fin D'Études

## Master 2

Spécialité : Voies Et Ouvrages D'art

### Thème

*Etude D'un Pont A Poutres Multiples En Béton  
Précontraint Par Post-Tension*

*DJEBAHIA-TIZ- OUZOU*

**Etudié par :**

M<sup>elle</sup> HASSAD CÉLIA

M<sup>elle</sup> HAMANI DEHIA

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> HELLAL.O



**Année d'admissibilité  
2020/ 2021**

# Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour **Le Bon Dieu**, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Un Grand Merci S'adresse Particulièrement **A Nos Familles** Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous Souhaitons Exprimer, Tout Particulièrement, Nos Vifs Remerciements Et Notre Profonde Reconnaissance A Notre Encadreur M<sup>me</sup> **HELLAL Ourida** De Nous Avoir Fait Confiance Et Accepté De Diriger Ce Mémoire.

*Nous tenons à remercier les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.*

Nous exprimons notre grande reconnaissance à tous nos **enseignants (e)** Et **employés(e)** De L'ummta Sans Exception.

A Tous Ceux Qui Ont Contribué Dans Notre Formation De Prés Et De Loin, Depuis, Les Premières Lettres Alphabétiques au primaire.

## ***Dédicaces***

Je dédie cet évènement marquant de ma vie à mes très chers parents **H**amid et **F**ariza

**A** ma maman qui m'a enseigné 6 ans au primaire c'est grâce a toi que je suis devenue ce que je suis

**A** mon papa qui est mon symbole de force et d'exemple : papa j'ai suivie ton chemins j'espère que tu es fière de moi

**A** mes grands parents qui sont partis très tôt

**A** mes frères Amine, Karim, M'hmed Yanis

**A** ma tante Farida qui est une deuxième maman

**A** toute ma famille maternelle et paternelle

**A** tous les gens de mon village Ath El Hadj

**A** tout mes cousins(e) et amis(e) d'enfances : Amal, Samia, Salamou ,Moumouh, Karim rougi, Ouiouiz , Hicham, Tassadit

**A** tout mes amis et camarades

**À** ma binôme Dehia et toute sa famille ;

**À** mon encadreur Mme HELLAL. O

**A** tous ceux qui m'ont aidé de lois ou de prêts je vous aime

Merci

**Célia**

## *Dédicaces*

Je dédie ce travail A mes chers parents pour leur soutien, Leur patience, leur encouragement durant mon parcours scolaire.

A mes sœurs Imane & Sabrina et mon frère Abdou

Ainsi a toute ma famille et Je tiens à remercier tout les gens qui ont contribué à ce travail de loin ou de prêt

À ma binôme Célia et toute sa famille ;

A l'ensemble des étudiants de ma promotion master LMD/TP de l'année 2020-2021

Et finalement

A mes chers amis (e) Nacer , Karim ,Cylia, Lydia,juba,Kahina, dyhia et Nadir qui n'ont jamais

Cessé (e) de me soutenir et de m'aider

**DEHIA**

# *Sommaire*

<b>Introduction Générale .....</b>	<b>22</b>
------------------------------------	-----------

## **Chapitre I : Conception De L'ouvrage**

<b>IntroductionGénéral: .....</b>	<b>26</b>
<b>I. IntroductionGénéral .....</b>	<b>28</b>
<b>I. 1 Présentation DuProjet .....</b>	<b>28</b>
<b>I. 1.1 Superstructures .....</b>	<b>28</b>
<b>I. 1.3. Infrastructures .....</b>	<b>29</b>
<b>I. 1.4 .Reconnaisancedusite .....</b>	<b>30</b>
<b>I. 1.4.1 .Donnéesnaturelles .....</b>	<b>30</b>
<b>I. 1.4.2 .DonnéesGéotechnique.....</b>	<b>30</b>
<b>I. 1.4.3 .DonnéesSismologique .....</b>	<b>30</b>
<b>I. 1.4.4 .Donnéesfonctionnelles.....</b>	<b>30</b>
<b>I. 1.4.5 Donnéesrelativesàla voieportée : .....</b>	<b>31</b>
<b>I. 1.4.6.Donnée Géomorphologique: .....</b>	<b>32</b>
<b>I. 1.4.7 .DonnéeTopographique .....</b>	<b>32</b>
<b>I. 2.ChoixEtTypeD'ouvrage.....</b>	<b>32</b>
<b>I. 2.1. variante possible.....</b>	<b>29</b>
<b>a) variante 01:ponts a poutre en béton armé.....</b>	<b>29</b>
<b>b) variante02:ponts a poutre en béton précontrainte.....</b>	<b>29</b>
<b>c) variante 03:pont a tablier mixte ou metalique.....</b>	<b>30</b>
<b>d) analyse multicritère.....</b>	<b>31</b>
<b>I. .3. Conclusion.....</b>	<b>31</b>
<b>I. .4.Caractéristique des materiaux.....</b>	<b>31</b>
<b>I. 4.1 .Béton.....</b>	<b>35</b>
<b>I. 4.2. Acier de béton armé. ....</b>	<b>36</b>

I.	4.2.1. Aciers actif .....	36
I.	4.2.3. Aciers passifs .....	36
I.	1.4.3.Limite élastique .....	37
I.	1.4.4.Module deYoung .....	37

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement du Tablier

II.	1.Introduction.....	36
II.	2. Pré Dimensionnement De La Poutre.....	40
II.3.	Hauteur De La Poutre.....	40
II.4.	Table De Compression (B).....	41
II.	4.1. Largeur de la table de compression.....	41
II.	4.2. Epaisseur de la table de compression .....	41
II.5.	Talon (Bt):.....	41
II.	5.1. Largeur Du Talon Bt.....	41
II.	5.2. Hauteur Du Talon et .....	41
II.	5.3. Epaisseur de l'âme en travée (b0).....	42
II.	6. Gousset du talon .....	42
II.	7. Gousset de la table de compression .....	42
II.	8. Détermination Des Caractéristiques Géométriques De La Poutre .....	43
II.	8.1 .Notation utilisées .....	43
II.	8.2. Caractéristiques Géométriques Des Sections Brutes.....	44
II.	8.2.1. Poutre De Rives Et Poutre intermédiaire Sans Hourdis.....	39
II.	8.2.2. Poutre avec hourdi .....	47
II.	8.3.Caractéristique géométrique de la section Nette.....	43
II.	8.4.Adaptation a la courbure en plan.....	43

## Chapitre III : Charges et les surcharges

III .	1. Introduction.....	50
III.2.	Entretoises.....	50

III	2.1. Poids De L'entretoise .....	50
	a) Calcule des charges.....	46
	b) Caractéristique du pont .....	50
III.	3. Charges Permanentes .....	51
	a. Les éléments porteurs .....	51
➤	Poutre intermédiaire.....	51
	a) Les poutres .....	52
b.	Les éléments non porteurs.....	52
c)	Garde-corps .....	52
d)	Corniche.....	52
e)	Dalle.....	48
III.	3. Surcharges d'exploitations .....	52
III.	3.1.2. Système de charge A (RCPR4.4).....	52
•	Calcul des charges $q_A$ : .....	53
III.	4. Système de charge $B_C$ (RCPR4.5.1) .....	53
III.	6. Surcharge Militaire $M_{C120}$ (RCPR4.10.1.2).....	55
III.	.7. surcharge exceptionnelle type D240 (RCPA4.11.1.2).....	52
III.	8. surcharge sur les trottoirs.....	53

## Chapitre IV : Modélisation du tablier

IV.	1. Introduction.....	59
IV.	2. Présentation du logiciel robot .....	59
IV.3.	Modèle de calcul .....	59
IV.	3.1.1ère étape .....	60
IV.	3.2.2ème étape .....	61
IV.	3.3.3ème étape .....	61
IV.	3.4.4ème étape .....	62
IV.	3.5. 5ème étape .....	62

IV.	3.6.6ème étape.....	63
IV.	3.6.1 Charge permanentes.....	59
IV.	3.6.2 Corniche.....	60
IV.	3.6.3 Trottoirs.....	60
IV.	4.Charges d'exploitation.....	61
IV.	4.1.Surcharge sur trottoirs.....	61
IV.	4.2.Système de charge AL.....	61
IV.	4.3.Charges roulantes.....	61
IV.	4.4.Système de charge bc.....	62
IV.	4.5.Système de charge MC120.....	62
IV.	4.6.Système de charge D240.....	62
IV.	3.7.7ème étape :.....	66
IV.	4.8.8ème étape :.....	67
IV.	4.9.9ème étape.....	68
IV.5.	Effort interne dans les poutres.....	68
IV.	5.1. Moment fléchissant .....	68
IV.	5.2.Effort tranchant.....	68

## Chapitre V : Etude de platelage

V.	1. Introduction : .....	71
V.	2. Résultat cartographique à l'ELU .....	72
V.	3. Ferrailage du tablier .....	74
V.	3.1.Ferrailage de l'hourdis .....	75
V.	3.1.1.Dans le sens transversal petite portée Lx .....	75
a)	Aux appuis Armatures supérieure a L'ELU.....	71
➤	Vérification des contraintes a L'ELS.....	71
➤	Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF).....	73
➤	Vérification à l'effort tranchent .....	73
➤	vérification d'adhérence à l'entrainement (BAEL.91/art A.6.13).....	73
➤	Armatures transversales.....	74
b)	Aux travée Armatures inferieure à L'ELU.....	74
➤	Vérification des contraintes a L'ELS.....	74

➤ Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF).....	75
➤ Vérification à l'effort tranchent .....	76
➤ vérification d'adhérence à l'entrainement (BAEL.91/art A.6.13).....	76
V. 3.1.2 Dans le sens longitudinal Ly.....	76
a) En travée armatures inférieures ELU.....	76
➤ Vérification des contraintes a L'ELS.....	77
➤ Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF).....	78
➤ Vérification à l'effort tranchent .....	78
➤ vérification d'adhérence à l'entrainement (BAEL.91/art A.6.13).....	78
b) Aux appuis armatures superieures L'ELU.....	78
➤ Vérification des contraintes a L'ELS.....	79
➤ Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF).....	80
➤ Vérification à l'effort tranchent .....	80
➤ vérification d'adhérence à l'entrainement (BAEL.91/art A.6.13).....	80

## Chapitre VI : Etude de l'entretoise d'about

VI .1.Définition de l'entretoise d'about .....	87
VI. 2. Ferrailage de l'entretoise.....	83
VI. 2.1.Ferrailage longitudinale.....	83
➤ ELU.....	84
➤ ELS.....	84
VI. 2.1.1.Vérification de la condition de non fragilité de béton.....	85
VI. 2.2 Effort tranchent .....	85
VI. 2.2.1 Contrainte tangentielle.....	85
VI .2.2.2. Vérification de la contrainte d'adhérence:.....	89
VI 2.2.3. Ferrillage transversale.....	90
VI. 3.Armature de peau: .....	90

## Chapitre VII : Etude de la précontrainte

VII.1. Dimensionnement De La Précontrainte .....	93
VII.1.2. Précontrainte minimale .....	93
VII.1.3. Valeurs caractéristique de la précontrainte.....	93

<b>VII. 1.4 Détermination de l'intensité de la précontrainte.....</b>	<b>89</b>
<b>VII.1.4.1. Les contraintes limites.....</b>	<b>94</b>
<b>VII.1.4.2. Vérification des contraintes .....</b>	<b>95</b>
<b>VII.2 .Détermination du nombre de câble à l'about .....</b>	<b>96</b>
<b>VII.2.1. Vérification fibre supérieure .....</b>	<b>96</b>
<b>VII.2.2 Vérification fibre inférieure .....</b>	<b>96</b>
<b>VII.3. Conclusion.....</b>	<b>97</b>
<b>VII.4 tracé des câbles .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.Disposition des câbles.....</b>	<b>94</b>
<b>VII.4.3.Calcul des caractéristique géométriques des section nettes.....</b>	<b>97</b>
a) <b>Composante de la précontrainte à la section d'appui :.....</b>	<b>101</b>
<b>VII. .5.Perte de tension.....</b>	<b>99</b>
<b>VII.5.1.Introduction.....</b>	<b>99</b>
<b>VII. 5.2.Perte instantané.....</b>	<b>100</b>
<b>VII. 5.2.1 perte par frottement .....</b>	<b>100</b>
<b>VII.5.2.2. Perte par recul d'ancrage .....</b>	<b>104</b>
<b>VII.5.2.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton.....</b>	<b>110</b>
<b>VII. 5.2.3. 1.Pertes des cable.....</b>	<b>110</b>
<b>VII. 5.2.3. 2.Perte dues au retrait du beton .....</b>	<b>110</b>
<b>VII.5 .2.3.3.Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L ».....</b>	<b>112</b>
<b>VII.5 .2.3.4 .Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 » .....</b>	<b>113</b>
<b>VII.6.Conclusion.....</b>	<b>115</b>

## **Chapitre VIII : Appareil d'appuis**

<b>VIII.1. Introduction.....</b>	<b>117</b>
<b>VIII.2. Dimensionnement des appareils d'appuis .....</b>	<b>118</b>
<b>VIII.3. Calcul des efforts horizontaux.....</b>	<b>118</b>

VIII.3.1 Effort de freinage du à la surcharge AL.....	114
VIII.3.2 Effort de freinage du à la surcharge bc.....	114
VIII.3.3Hauteur de néoprène .....	114
VIII.3.4Air de l'appareil.....	115
VIII.4. Vérification.....	119
VIII. 4 .1.Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère.....	119
VIII. 4.2. Distorsion .....	119
VIII.4.2.1.Dues au déplacement vertical lent de l'appui.....	115
VIII.4.2.2.Dues au déplacement horizontale de l'appui.....	116
VIII. 5. Rotation.....	120
VIII.5.1. Condition de non cheminement .....	120
VIII 5.2. Condition de non glissement.....	121
VIII.6 .Dimensionnement des frettes .....	121
VIII.7. Conclusion .....	121
VIII.8. Joints de chaussée .....	122
VIII. 8.1.Introduction.....	122

## Chapitre IX : Etude des piles

IX. 1. Choix de la morphologie.....	125
IX. 2. Dimensionnement des piles: « PP.73 piles et palées _ Appuis des tabliers _ » .....	125
IX.2.1. Chevêtr.....	125
IX.2.3. Fûts .....	125
IX.2.4. Semelle .....	125
IX.2.5. Ferrailage.....	126
IX.2.5. Combinaisons de charges .....	126
IX.2.6. Combinaisons sont les suivantes.....	126
IX.3. Application numérique.....	127
IX.2.1.Poids propre de chevetre et des futs .....	125

IX.4 .combinaisons .....	127
IX.5 .5.Ferraillage en flexion composé .....	127
➤ ELU.....	124
➤ ELS.....	124
➤Poids propre du tablier.....	129
➤Efforts transmis par la surcharge D240 .....	129
IX. 6. Calcul des sollicitations aux états limitent .....	130
IX. 6.1. Calcul des sollicitations.....	130
IX. 7. Ferraillage du chevêtre.....	131
IX. 7.1. Ferraillage longitudinal du chevêtre .....	131
IX. 7.2. Ferraillage du chevêtre a la flexion .....	132
IX. 7.2.1 Armature longitudinale .....	132
IX. 7.2. 2 Armature transversale .....	132
IX. 8. Etude du fut .....	131
IX. 8.1. Evaluation des efforts .....	133
IX. 9. Ferraillage de la semelle .....	136
IX. 10 Etude des pieux .....	131
IX. 10.1. Choix du type de fondation .....	137
IX. 10.2. Vérification des distances entre axes.....	137
IX. 11. Ferraillage des pieux.....	138
IX. 11.1. L'état limite de stabilité de forme.....	138

## Chapitre IX : Etude des culée

X. 1. Introduction.....	142
X. 2. Choix de la morphologie.....	142
X. 3. Pré -dimensionnement de la culée.....	142
X.4.Évaluation des efforts sollicitant la culée .....	145

<b>X. 4.1. Détermination du coefficient de poussée <i>kah</i> :.....</b>	<b>145</b>
<b>X. 4.2.Calcul des sollicitations .....</b>	<b>145</b>
<b>X.5.Vérification de la culée .....</b>	<b>145</b>
• <b>vérification au glissement.....</b>	<b>143</b>
• <b>vérification au renversement.....</b>	<b>143</b>
• <b>vérification au poinçonnement.....</b>	<b>143</b>
<b>conclusion générale.....</b>	<b>146</b>
<b>bibliographie.....</b>	<b>148</b>
<b>annexe.....</b>	<b>149</b>

## Liste Des Figures

Figure I. 1: Vue du dessus de V1 .....	18
Figure I. 2: Vue en plan de viaduc V1 .....	21
Figure I. 3: Coupe transversal .....	22
Figure I. 4: Diagramme contraintes déformations .....	27
Figure I. 5: Diagramme des contraintes des aciers de précontraint .....	28

---

# **Introduction Générale**

---

### Introduction Général:

Dans la perspective de la 2eme phase du Schéma National d'Aménagement du Territoire sur la planification générale du pays pour l'horizon 2025, les pouvoirs publics ont compris que « la route pour le développement passe par le développement de la route ». Ils ont ainsi accordé un intérêt considérable à l'extension et la gestion des infrastructures routières et surtout leur rentabilité en mettant l'accent sur la modernisation continue du réseau et de son entretien pour répondre aux besoins du développement économique et social du pays. C'est dans cette dynamique qu'est né le projet de l'autoroute Est-Ouest qui va relier El Kala à Maghnia en traversant toute la région tellienne. L'autoroute Est-Ouest est un projet infrastructurel grandiose dont la réalisation pratiquement est en voie d'achèvement

La pénétrante de Tizi-Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. y compris la commune de Djebahia à la ville de Tizi-Ouzou à travers le massif du Djurdjura.

Cette autoroute de longueur de 48km traverse la wilayas de Bouira et de Tizi-Ouzou avec un profil en 2x3voies, 21 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa. Cette pénétrante compte aussi 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'art (dont les 21 viaducs) dont 16 de ces viaducs situés sur la partie prévue dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. On y trouve notre viaduc nommé le V1 dont on fera l'objet de l'étude.

Dans notre projet nous allons traiter toutes les étapes des réalisations de l'étude d'un pont on commencera par le pré dimensionnement du tablier, puis les charge et les surcharges, ensuite la modélisation et ferrailage le platelage suivit de l'étude de l'entretoise, appareils d'appuis, précontraintes, piles, et on finira avec le pré dimensionnement des culées.

---

# **I. Chapitre**

## **Conception de l'ouvrage**

---

## I. Introduction Général

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration. Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré Dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

### I.1 Présentation Du Projet

Notre ouvrage d'art se situe sur la pénétrante qui relie la wilaya de Tizi-Ouzou vers la wilaya de bouira exactement a Draa el mizane, il est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles mais de différentes longueurs la chaussée droite 245m et La chaussée gauche 239m.

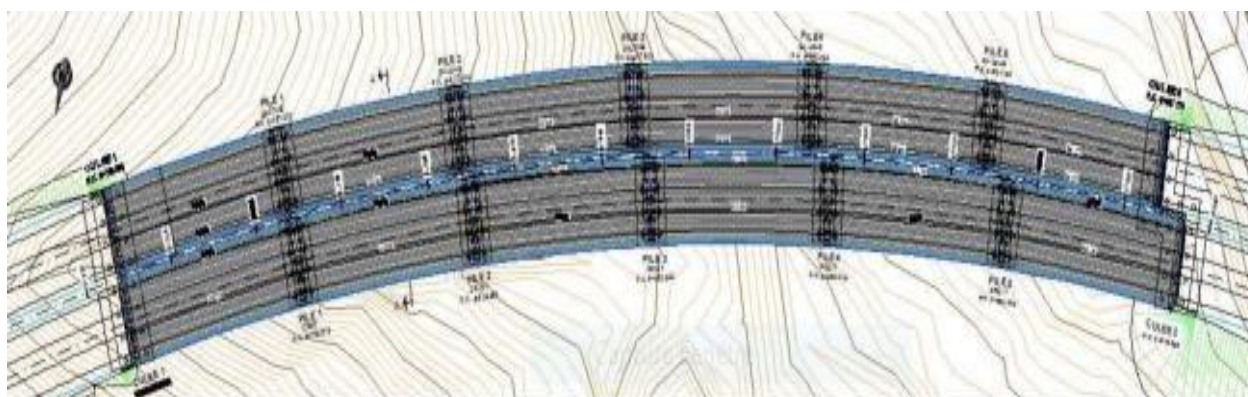


Figure I. 1: Vue du dessus de V1

#### I. 1.1 Superstructures

**Tablier:** Les deux tabliers sont une portée de 245 et 239 m (figure1) de longueur et 14,30 de largeur (figure2), composés de 09 poutres dans chaque travée. La hauteur des poutres est de 02 m, et leur entraxe transversal est de 1,61 m d'espacement. Toutes les poutres sont surmontées d'un hourdis de 25 cm d'épaisseur.

Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux culées par l'intermédiaire des appareils d'appui de type **élastomère fretté**

- **Gabarit:** Espace réservé pour le passage, dont la longueur est égale 10.5m.
- **portée:** Chacun des deux viaducs comprend (06) travées de 40m séparé par un

joint de chaussée avec une longueur totale (portée) de 245 m et une largeur de 14,30 m.

### I. 1.2. Equipement

- ✓ **Les corniches** : élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur de l'hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.
- ✓ **Les barrières**: protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit.
- ✓ **Les gargouilles**: dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage.
- ✓ **Les joints de chaussées**: permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée.
- ✓ **Les systèmes d'étanchéité**: protège le hourdis contre l'infiltration de substances nocives telles que l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.
- ✓ **La couche de roulement**: assure le confort de la circulation.
- ✓ **Les trottoirs**: dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière.
- **La dalle de transition**: facilite l'accès à l'ouvrage (pont) .

### I. 1.3. Infrastructures

#### a) Pile (en béton armé)

Les piles sont des fûts de hauteur variable de 08 à 09 m, surmontées de chevêtre qui supportent les poutres, nous avons (05) piles  $\times$  (09) outres  $\times$  (02) cotés

#### b) Culée (en béton armé)

Ce sont des culées massives, composée de murs frontaux, de murs en retour, de murs garde-grève et de corbeaux d'appui, le nombre des culées est 4

Nous avons dans chaque pont une au début et l'autre à sa fin du viaduc.

- **Fondations (en béton armé)**

Cet ouvrage sera fondé sur des pieux et sur des semelles filantes. Le nombre des pieux est de 108 (06 travées  $\times$  09 poutres  $\times$  02).

**I. 1 .4 .Reconnaissance du site****I. 1 .4 .1 .Données naturelles**

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement Mécanique de l'ouvrage en question.

**I. 1 .4.2 .Données Géotechnique**

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leurs fonctionnements mécaniques qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes sur l'un des sondages.

- 0,00m-2,00m: remblai de nature diverse
- 2,00m-5,00m: Argile limoneuse
- 5,00m-7,00m: Argile marneuse
- 7,00m-21,00m: Marnegrise

D'après le rapport géotechnique élaboré par le laboratoire, les caractéristiques mécaniques du sol sont:

**Cohésion**  $C_u=0\text{kPa}$

$\phi=33^\circ \delta=10^\circ \rho=2,0\text{KN/m}^3$

**I. 1 .4.3 .Données Sismologique**

L'Ouvrage d'art est situé dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. Selon la norme de référence (RPOA2008) est une zone à sismicité moyenne. Etant donné que le l'ouvrage d'art est inclus dans le groupe 2 (ponts importants selon art. 2.2), le coefficient d'accélération de zone à prendre en compte est 0,20

**I. 1.4 .4 .Données fonctionnelles**

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue:

- Données géométriques relatives à la voie portée qui sont:  
Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont:
- Les gabarits et les ouvertures.

I. 1.4.5 Données relatives à la voie portée :

a) Données relatives à la voie portée :

I. 1.4.5.1. Tracé en plan

En plan, l'ouvrage est un pont à une grande courbure constitué de six ( 06) travées de portées d'environ de 40,00 m.

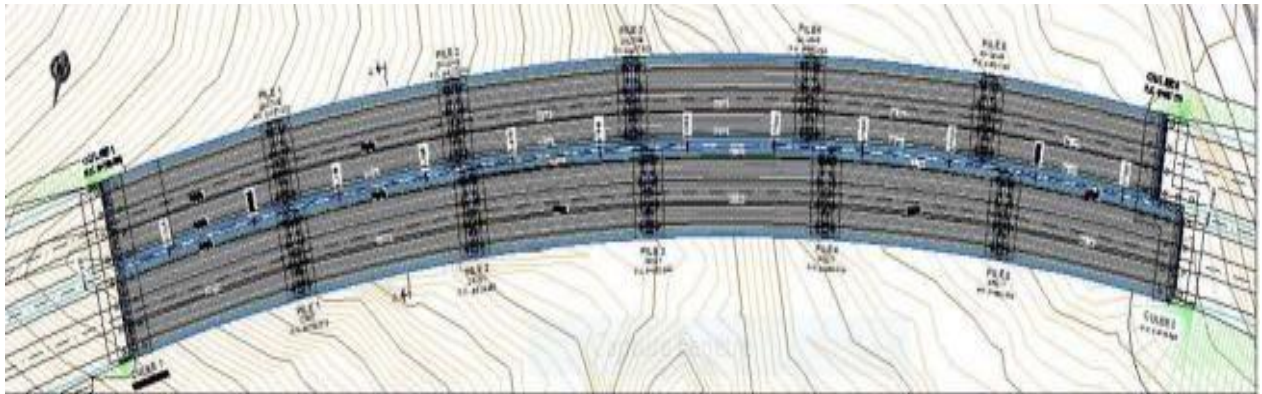


Figure I. 2: Vue en plan de viaduc V1

I. 1.4.5.2 .Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente six travées de 40,00m ce qui nous donne une longueur totale de 245m muni de deux culées remblayées et 05 piles.



Figure I.3 : Profil en long

## I. 1.4.5.3 .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 la chaussée est défini par : Largeur rouable  $L_r = 10,5m$ .

Nombre de voies de circulations = 3 voies. La largeur des trottoirs = 1,50m et 1,00m Le dévers:5,2%.

C'est un pont de 1er classe selon le fascicule 61 titre II.

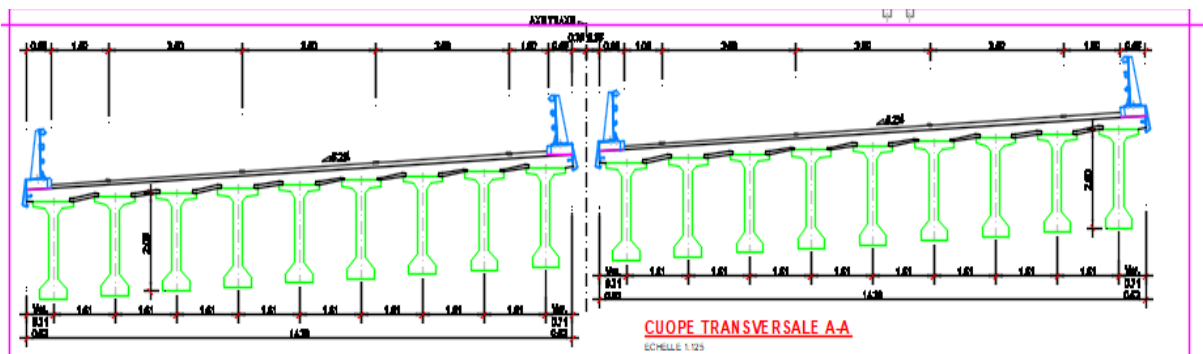


Figure I. 3: Coupe transversal

## I. 1.4.6. Donnée Géomorphologique:

Il s'agit d'une zone avec des reliefs tendres avec petites collines.

### I.1.4.7 .Donnée Topographique

Le terrain est situé en zone de piedmont, caractérisé par une topographie générale accentuée, l'appui est localisé en bordure d'un talweg se présentant sous forme de deux banquettes (le sondage a été réalisé sur les baquette inférieure par rapport au niveau actuel du terrain).

## I. 2. Choix et type d'ouvrage

L'objectif est de trouver des solutions de franchissement qui satisfassent à l'ensemble des données et contraintes relatives au projet.

Pour ce la il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes principales qui ressortent de cette analyse.

La définition de la solution résulte dans des critères plus ou moins techniques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures du tablier à la brèche, le mode de construction, la partie architecturale ou des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

L'estimation du coût des ouvrages est nécessaire pour permettre en plus d'autres critères d'arrêter un choix pour la solution qui respecte au mieux les différentes contraintes du projet.

## **I. 2.1. Variantes Possibles**

### **a) Variantes01 : Ponts a Poutre En Béton Armé**

Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à

20m. C'est un type d'ouvrage à été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers.

#### ➤ **Les Avantages**

- Nécessite un entretien réduit par rapport aux ponts métalliques ou mixtes.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portées moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

#### ➤ **Les Inconvénients**

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides et sensibles aux tassements différentiels.
- Complication de coffrage le rend relativement coûteux en main d'œuvre.

### **b) Variante02 : Ponts à poutres en béton précontraint**

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront. Le béton précontraint. Le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures (à la traction).

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriqués. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétension ou par post tension, Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m. Leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

#### ➤ **Avantages**

- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution. Ce qui réduit les délais et le coût.
- le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible au tassement différentiel des appuis.
- La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.

- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages
- Le pont à poutres en BP ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

### **Inconvénients**

- Poids très important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

### **c) Variante 03: ponts à tablier mixte ou métallique.**

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques, dans les deux cas, la dalle est connectée à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

#### ➤ **Les Avantages**

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre,
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol

#### ➤ **Les Inconvénients**

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- Risque de voilement, déversement des poutres. Nécessite des visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.
- Matériaux très chers.

d) Analyse Multicritères

	Pont a poutres en béton armée	Pont à poutre en béton précontraint	Pont a tablier mixte ou métallique
<b>Economies</b>	-	+	- <sub>-</sub>
<b>Entretien</b>	-	+	-
<b>Esthétique</b>	+	+	- <sub>-</sub>
<b>Execution</b>	+	+	+

Tableau I 1Analyse Multicritère

-: Peu Favorable.

+: Favorable.

**I. 3. Conclusion**

Après l'analyse multicritères des différentes variantes on exclut la 3ème variante (pont mixte) en deuxième phase on compare pont a poutres en béton armée avec le cas du pont a poutre en béton précontraint ; sachant que la rapidité d'exécution et la maîtrise technique, ainsi le facture d'économie favorisent le cas de pont a poutre précontraint

**I. 4 .Caractéristiques des matériaux**

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

**I. 4.1 .Béton**

- Coefficient partiels adoptées en ELU sont les suivant:

gc =1,5(Situation de projet durable et transitoire)

gc =1,3(Situation de projet en cas de séisme)

- Densité

y=25kN/m<sup>3</sup>

- Ciment HRS

Le module d'élasticité du béton est évalué à partir de l'expression suivante:

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

Les modules de Poisson sont:

$$\nu = 0,2 \text{ (Etat-Limite de service)}$$

$$\nu = 0,3 \text{ (Etat-Limite ultime -plasticité)}$$

## I. 4.2. Acier de béton armé.

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, aciers actifs et passifs.

### I. 4.2.1. Aciers actifs

**Les armatures actives** sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

**Les armatures de précontraintes** sont sous tension même sans aucunes sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories: barre, fil torons.

**Limite élastique:** Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

### Module de YOUNG

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

- 200000MPa. Pour les barres et fils.
- 190000MPa pour les torons.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier:  $E_S = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

### I. 4.2.3. Aciers passifs

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

**Limite élastique :** Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E40 type 1, Sa limite élastique est égale 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU, on introduit un coefficient:

$$\gamma \begin{cases} 1 \\ 1,5 \text{ Situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

Contraintes limites à la traction

- Fissurations peu nuisibles:

$$\sigma_Q \leq \frac{Y_s}{\gamma_B}$$

- Fissurations préjudiciable:

$$\sigma_Q = \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{n f_c 28}) \text{ MPa}$$

- Fissurations très préjudiciable:

$$\sigma_Q = \max(0.4 f_e ; 88\sqrt{n f_c 28}) \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} n = 1 \text{ trelliessoudés} \\ n = 1.6 \text{ aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

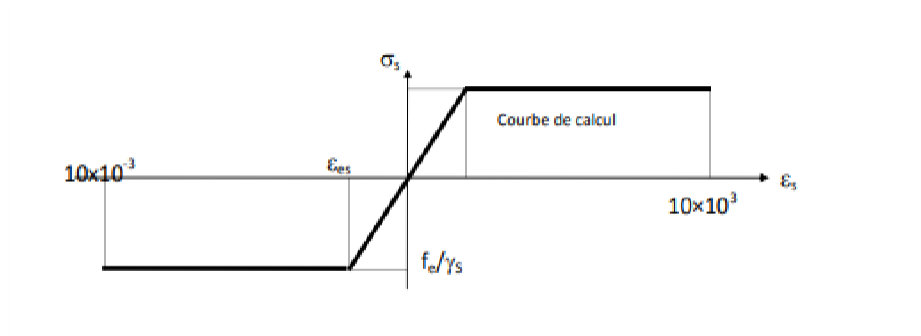


Figure I. 4: Diagramme contraintes déformations

I. 1.4.3. Limite élastique

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

I. 1.4.4. Module de Young

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

$E_p = 200000 \text{ MPa}$  pour les barres.

$E_p = 190000 \text{ MPa}$  Pour les torons. (Fascicule N°62 art 2.2,5).

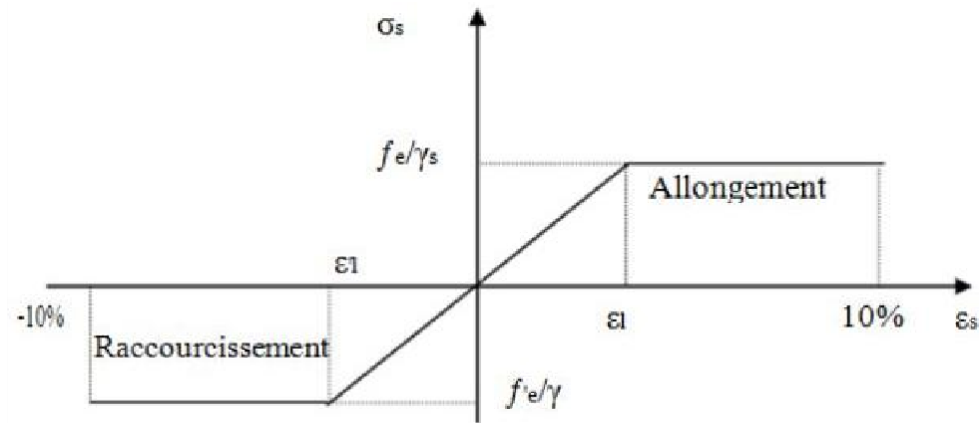


Figure I. 5: Diagramme des contraintes des aciers de précontraint



## **Chapitre II**

# **Pré-Dimensionnement Du Tablier**



## II. 1. Introduction

Dans ce présent chapitre nous établirons un pré dimensionnement de la superstructure à l'aide du document (S.E.T.R.A), de tout ce qui concerne les caractéristiques de tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis).

## II. 2. Pré-Dimensionnement De La Poutre

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième, ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, ou en béton précontraint servant de support pour le plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m.

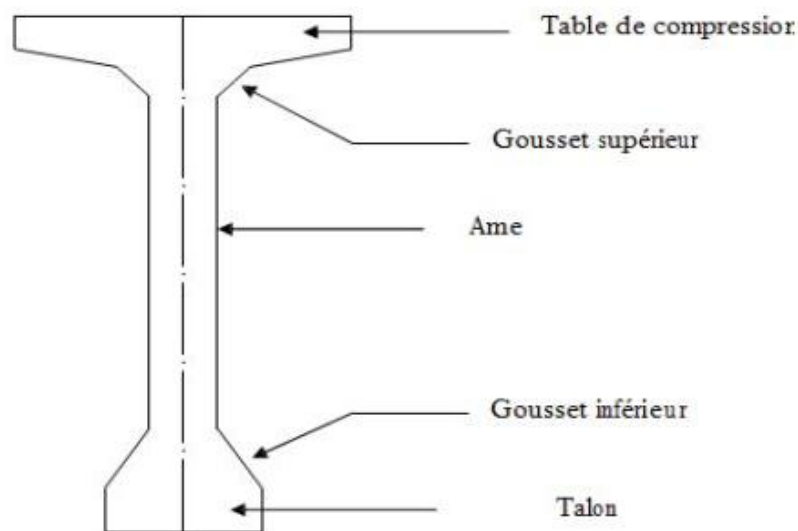


Figure II. 1: Coupe transversale d'une poutre

## II. 3. Hauteur De La Poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que l'élanement optimal  $L/h$ , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, se situe entre 18 et 22

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

On a : L= 40 m alors  $1.8 \leq ht \leq 2.22$  m. On prendra  $Hp = 2.00$  m.

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

$$N = \frac{Ha}{\lambda} + 1 = \frac{14,30}{1.7} + 1 = 9.53$$

**La** : la largeur de tablier égale à 14,30 m.

**λ** : Entraxe des poutres :  $1,61 \leq \lambda \leq 2,5$ . On fixe entraxe  $\lambda = 1.61$  m

**N** : Nombre de poutre

Donc **N = 9 poutres**.

## **II. 4. Table De Compression (B)**

### **II. 4.1. Largeur de la table de compression**

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

$$0,6 h t \leq b \leq 0,7 h t$$

$$0,6 \times 2.00 \leq b \leq 0,7 \times 2.00.$$

$$1.20 \leq b \leq 1,40.$$

On prend :  $b = 1.40$  m.

### **II. 4.2. Epaisseur de la table de compression**

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

Donc :  $e = 11.5$  cm.

## **I. 5. Talon (Bt):**

### **II. 5.1. Largeur Du Talon Bt**

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

Pour la valeur bt on prend 60 cm, cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

$bt = 60$  cm.

### **II. 5.2. Hauteur Du Talon et**

$$10 \leq ht \leq 20$$

On prend:  $Ht = 20\text{cm}$

**II. 5.3. Epaisseur de l'âme en travée (b0)**

**II. 5.3.1 .Section D'about**

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum a L'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe :  $b_0 = 60$  cm.

**II. 5.3.2 .Section Intermédiaire**

$25 \leq b_0 \leq 35 \rightarrow$  On fixe  $b_0 = 35$  cm

**II. 5.3.3 .Section médiane**

$18 \leq b_0 \leq 25 \rightarrow$  On fixe  $b_0 = 25$  cm

**II. 6. Gousset du talon**

Section intermédiaire :  $\alpha = 35,54^\circ \Rightarrow e = 17.5$ cm.

Section médiane :  $\alpha = 37,47^\circ \Rightarrow e = 22.5$  cm.

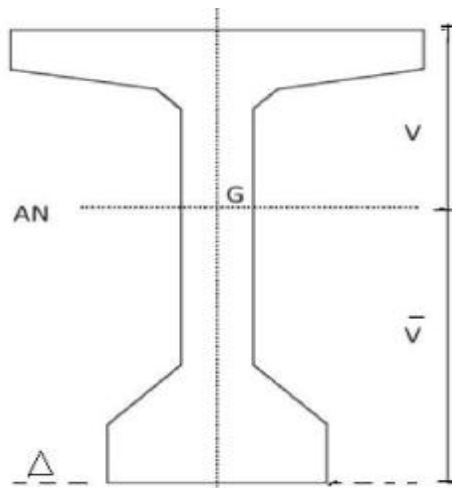
**II. 7. Gousset de la table de compression**

Section intermédiaire :  $\alpha_1 = 38,70^\circ \Rightarrow e_1 = 5,6$ cm.

Section médiane  $\alpha_2 = 38,70^\circ \Rightarrow e_2 = 11,9$  cm.

A l'appui:  $\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6$ cm.

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 5$ cm.



**Figure II. 2:** Notation utilisé

**II. 8. Détermination Des Caractéristiques Géométriques De La Poutre**

**II. 8.1 .Notation utilisées**

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

**I $\Delta$** : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

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

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

**B** : section totale de la poutre

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

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

**\rho** : rendement géométriques de la section:

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

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

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

**S $\Delta$**  : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

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

$Z = Z [1 + \frac{h^2}{12 \times Z^2}]$  .....Section rectangulaire.

**I $0$**  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire :  $I_0 = bh^3/36$ .

Pour une section rectangulaire :  $I_0 = bh^3/12$ .

$Z = Z [1 + \frac{h^2}{18 \times Z^2}]$  .....Section triangulaire.

Avec : h: hauteur de la section considérée.

II. 8.2. Caractéristiques Géométriques Des Sections Brutes

II. 8.2.1. Poutre De Rives Et Poutre Intermédiaire Sans Hourdis

➤ Section médiane

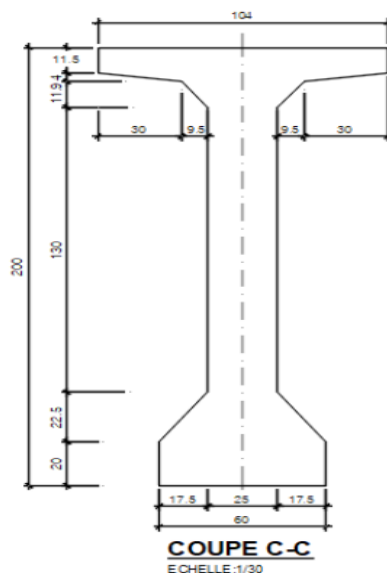


Figure II. 3: section mediane

Nom	largeur b(cm)	hauteur h(cm)	B( cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	SΔ=B*Z(cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> *cm)	IΔ=I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,306735	13180,9167	45141923,67
2	30	4	240	186,5	44760	186,504767	53,3333333	8347793,333
3	9,5	4	76	182,5	13870	182,504871	16,8888889	2531291,889
4	9,5	11,9	226,1	174,55	39465,755	174,617607	444,694736	6889192,23
5	25	130	3250	103,6	336700	112,662634	4577083,33	39459203,33
6	17,5	20	700	28,6	20020	29,3770008	3888,88889	576460,8889
7	17,5	22,5	787,5	7,35	5788,125	13,0897959	16611,3281	59154,04688
<b>totale</b>			6475,6		692926,88		4611279,38	103005019,4

IG (cm <sup>3</sup> *cm)	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup>	ρ%
28857805,2	92,994181	107,005819	4456,39094	44

Tableau II 1:Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis

➤ Section intermédiaire

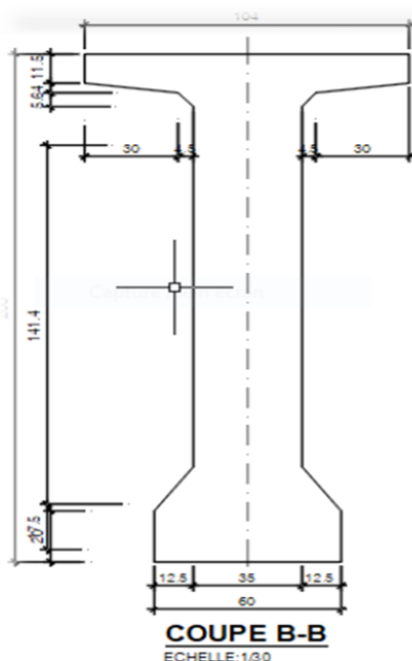


Figure II. 4 : Section Intermédiaire

Nom	largeur b(cm)	Hateur (cm)	B( cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ=B*Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> ×cm)	IΔ=I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,306735	13180,9167	45141923,67
2	30	4	240	186,5	44760	186,504766	53,3333333	8347793,333
3	4,5	5,6	50,4	181,7	9157,68	180,709536	21,952	1663972,408
4	4,5	4	36	176,9	6368,4	176,905025	8	1126577,96
5	35	141,4	4949	104,2	515685,8	120,190051	8245842,34	61980302,7
6	12,5	20	500	23,5	11750	24,4456265	2777,77778	278902,7778
7	12,5	17,5	437,5	4,75	2078,125	10,122807	5582,68229	15453,77604
<b>totale</b>			7408,9		822123,005		8267467	118554926,6

IG (cm <sup>3</sup> *cm)	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup>	ρ%
27328671,72	89,0357536	110,964246	3688,627424	37

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

➤ Section d'about

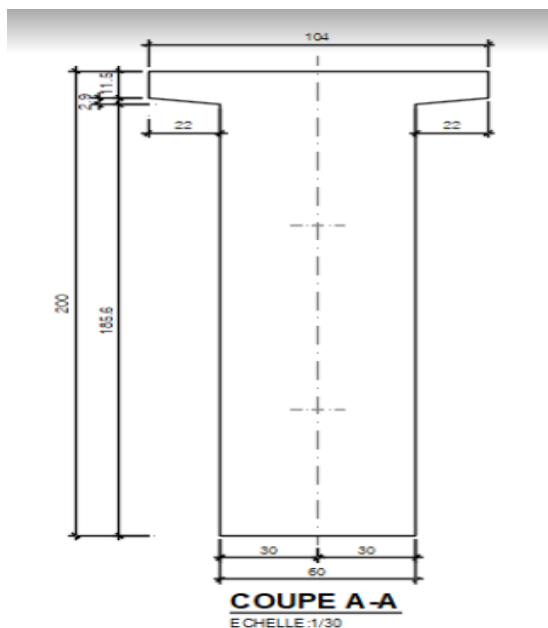


Figure II. 5:section d'about

Nom	largeur b(cm)	hauteur h(cm)	B( cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ=B*Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>0</sub> cm <sup>3</sup> *cm	IΔ=I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
1	104	11,5	1196	194,25	232323	194,3067 35	13180,916 7	45141923,67
2	22,5	2,9	65,25	187,05	12205,0125	187,0524 88	15,243125	2282962,831
3	60	185,6	11136	92,8	1033420,8	123,7333 33	31967150, 1	127868600,3
<b>totale</b>			12397,25		1277948,81 3		31980346, 3	175293486,8

IG (cm <sup>3</sup> *cm)	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup>	ρ%
43558383,8	96,916751	103,083249	3513,55211	35

Tableau II 3: Caractéristiques géométriques de la section about sans hourdis

II. 8.2.2. Poutre avec hourdi

	Désignation	Dimension	B (cm2)	Z (cm)	SΔ(cm3)	I <sub>o</sub> (cm3xcm)	IΔ (cm4)
Section médian	Poutre	/	6475,6	/	692926,88	4611279,384	103005019,4
	Hourdis	200*25	5000	212,5	1062500	2170138,889	227951388,9
	Poutre +hourdis	/	11475,6	/	1755426,88	6781418,273	330956408,3
Section intermédiaire	Poutre	/	7408,9	/	822123,005	8267466,999	118554926,6
	Hourdis	200*25	5000	212,5	1062500	2170138,889	227951388,9
	Poutre +hourdis	/	12408,9	/	1884623,005	10437605,89	346506315,5
Section d'about	Poutre	/	12387,25	/	1277948,813	31980346,26	175293486,8
	Hourdis	200*25	5000	212,5	1062500	2170138,889	227951388,9
	Poutre +hourdis	/	17387,25	/	2340448,813	34150485,15	403244875,7

	IG (cm4)	V' (cm)	V (cm)	r2 (cm2)	ρ (%)
Section médian	62428052,29	152,97	72.03	5440,06	50
Section intermédiaire	60275948,49	151,87	73.12	4857,47	43
Section d'about	88203624,69	134,60	90.39	5072,89	41

Tableau II 4:Caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis

II. 8.3. Caractéristiques Géométriques De La Section Nette

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

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

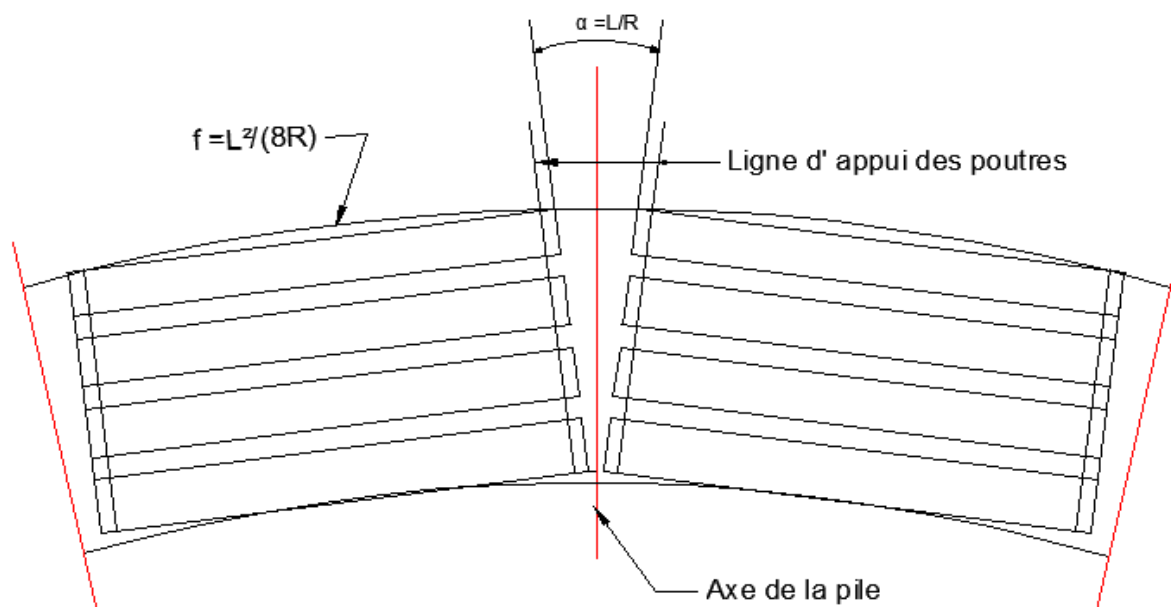
II. 8.3. Adaptation A La Courbure En Plan

D'après l'article 2.1.4.b -Tracé en plan Lorsque le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord du hourdis en encorbellement des poutres de rive. Remarquons qu'en principe, cette disposition est en opposition avec le parti habituel qui

consiste à arrêter le hourdis au nu extérieur des poutres, dans un souci de simplicité d'exécution.

Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible du débord variable, et dans la pratique, il ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée, ce qui conduit à des flèches de 25 et 33 cm pour des portées de 30 et 40 mètres ( $f = LVSR$ ).

Pour que les différentes poutres d'une même travée conservent la même longueur, les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles et font entre elles un angle  $L/R$ , les deux lignes d'appui d'une même travée demeurant parallèles. La jonction entre les deux travées est effectuée par le hourdis où la dalle de continuité est de longueur variable. De telles dispositions sont illustrées par la figure ci-dessous, pour laquelle les proportions n'ont pas été respectées pour une meilleure compréhension.



**Figure II. 6:**Disposition des travées d'un ouvrage courbe

Cette solution oblige à prévoir des dispositions particulières au niveau des têtes de piles (Élargissement des chevêtres ou chevêtres dédoublés et lignes d'appuis non parallèles). Elle demeure néanmoins préférable à celle consistant à rallonger les poutres au-delà de l'about.

La zone de jonction entre poutres présente un vide important du côté convexe, qu'il paraît opportun de masquer par un traitement approprié de l'extrémité du chevêtre.

---

# **Chapitre III**

## **Charges et Surcharges**

---

**III. 1. Introduction**

Dans ce chapitre nous allons étudier les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse. On peut distinguer deux types d'actions appliquées sur un ouvrage :

- Les charges permanentes.
- Les charges variables.

**III. 2. Entretoises**

**III. 2.1. Poids De L'entretoise**

$$P_{entretoise} = S \times n \times \rho b$$

$$S = B \times H = 165 \times 40 = 6600 \text{Cm}^2 \quad S = 0,66 \text{m}^2$$

$$P_{entretoise} = 0,66 \times 8 \times 2,5 = 13,2 \text{t}$$

**III. 2.2. Le poids d'une entretoise revenant a une poutre d'about**

$$P_{entretoise} = (13,2 \times 1/40) = 0,33 \text{(t/ml)}$$

a) **Calcul des charges**

b) **Caractéristique du pont**

- Largeur totale:  $L_t = 14,30 \text{m}$
- Largeur roulable:  $L_r = 10,5 \text{m}$

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

**Tableau III 1:** Largeur roulable

- Nombre de voies de circulations :  $N = L_r / 3$
  - $N = 10,5 / 3 = 3,5 \text{ m} \Rightarrow N = 3 \text{voies}$
  - Nombre de voies:  $N_t = 3 \text{voies} + \text{une voie pour la bande d'arrêt d'urgence}$
  - Largeur d'une voie :  $= L_r / N$
- $\Rightarrow L_v = 10,5 / 3 \Rightarrow L_v = 3,5 \text{ m}$

<i>La classe</i>	<i>La largeur d'une voie</i>
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

**Tableau III 2:** Largeur d'une voie

- Classe du pont : Pont de 1<sup>ère</sup> classe.
- Nombre de poutre: 09 poutres.
- Longueur de la poutre: 40m.
- Nombre de travées: 6 x 2 travées.
- Epaisseur de la dalle: 0,25m.
- Largeur des trottoirs:  $L_{t1}=1,5$  m et  $L_{t2}=1$ .
- La pente : 5,2% unie.

### III. 3. Charges Permanentes

Elles concernent toute les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées des :

- Eléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Eléments non porteurs: la superstructure qui est constituer à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

#### a. Les éléments porteurs

- La dalle (hourdi)
- Épaisseur de la dalle est de 25cm.

#### ➤ Poutre intermédiaire

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

$$P_i = 0,25 \times 1,61 \times 2,5 \times 1 = 1,00625 \text{ t/ml}$$

Le poids propre de la dalle qui revient à toute la poutre (une seule travée):

$$P_d = P_i \times N_p$$

$$P_d = 1,00625 \times 9 = 9,05625 \text{ t/ml}$$

**a) Les poutres**

$$P_p = 76t$$

$$P_{totalep} = 76 \times 9 = 684t$$

**b. Les éléments non porteurs****a) Revêtement (la chaussée)**

$$P_{revetement} = d \times e$$

$$P_{revetement} = 2,2 \times 0,08 = 0,176t/ml$$

**d:** la densité du revêtement

**e:** l'épaisseur du revêtement

**b) Trottoir Charges locales (FASCICULE N°61 TITRE II)**

$$P_{trottoir} = 0,37t/m^2$$

**c) Garde-corps**

$$P_{glissière \text{ et } gardecorps} = 0,1t/ml$$

**d) Corniche**

$$P_{corniche} = \frac{0,8KNt}{ml} = 0,7905ml$$

**e) Dalle**

Épaisseur de la dalle est de 25 cm

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

$$P_i = 0,25 \times 1,61 \times 2,5 \times 1 = 1,00625t$$

**III. 3. Surcharges d'exploitations****III. 3.1. Surcharge de chaussée****III. 3.1.2. Système de charge AL (RCPR4.4)**

Pour les ponts comportent des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée :

$$A(l) = 2,3 + \left(\frac{360}{(L + 12)}\right) (KN/m^2)$$

ou :

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

Système A pour la justification de la stabilité d'une structure.

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

Et :

$$A(l) = 2,3 + \left(\frac{360}{(L + 12)}\right) (KN/m^2)$$

$$\Rightarrow A(l) = 230 + \left(\frac{36\ 000}{(L + 12)}\right) (Kg/m^2)$$

Pour 3voies chargées  $\Rightarrow a_1 = 0,9$  et  $a_2 = \frac{L_v}{L_{v_0}} = 1$

V : La largeur d'une voie = 3,5 m

V0 : dépend de la classe 1ère classe V0 = 3,5 m

$$A(l) = 230 + \left(\frac{36\ 000}{(40 + 12)}\right) = 922,307\ kg/m^2$$

$A(l) = 0,922\ t/m^2$  (1 Travée chargée).

$$\Rightarrow A(l) = 230 + \left(\frac{36\ 000}{(2 * L + 12)}\right)$$

$$A(l) = 230 + \left(\frac{36\ 000}{(2 * 40 + 12)}\right) = 621,304\ kg/m^2$$

$A(l) = 0,621\ t/m^2$  (2 Travée chargée)

- **Calcul des charges q<sub>A</sub>:**

$$q_A = A(l) \times n \times L_v$$

$$q_A = 0,922 \times 3 \times 3,5 = 9,681\ t / (1\ Travée\ chargée)$$

$$q_A = 0,621 \times 3 \times 3,5 = 6,520\ t / (2\ Travée\ chargée)$$

### III. 4. Système de charge B<sub>C</sub> (RCPR4.5.1)

Le système se compose de camion type bc.

Un camion type du système B<sub>C</sub> comporte trois essieux, tous à roues simple munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivants :

- Charge totale: 300KN

- Charge portée par chacun des essieux arrière:120KN
- Charge portée par l'essieu avant:60KN
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement:2,5m
- Distance des essieux arrière:1,5 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu:2m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20m de côté.

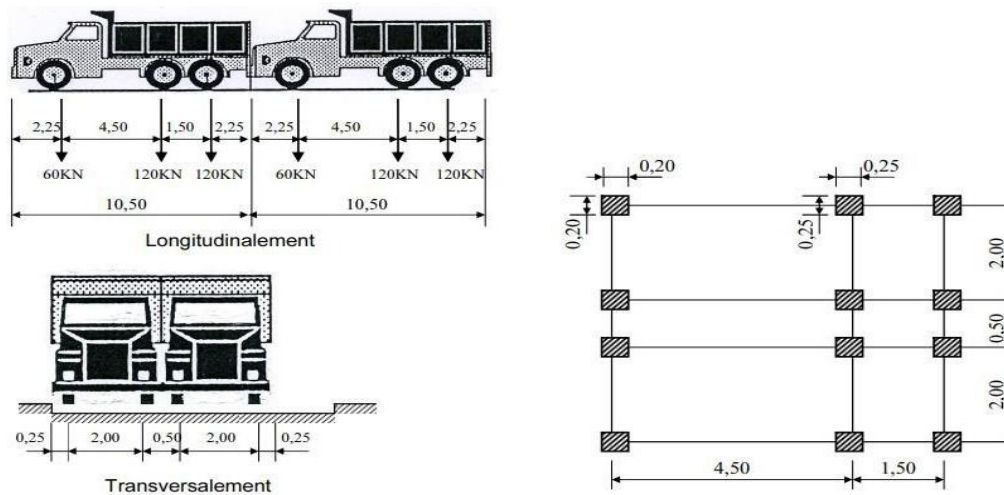


Figure III 1: Système Bc

Système B<sub>C</sub> pour la justification de la stabilité locale des éléments du tablier.

➤ **.Détermination du coefficient de majoration dynamique δ**

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

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

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

- L : portée de la travée
- L = 40 m
- G : poids total du tablier
- G= 760t
- ⇒δ=1.080

Q : la charge (B) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$\Rightarrow b_c = 0,95$

$$\Rightarrow Q = \max \left( \begin{matrix} b_c \times B_c \\ b_t \times B_t \end{matrix} \right) \Rightarrow Q = \max \left( \begin{matrix} 0,95 \times (6 + 12 + 12) \times 2 \times 2 \\ 1,2 \times 16 \times 2 \times 2 \end{matrix} \right) \Rightarrow Q = 171 t$$

- L: portée de la travée
- L = 40m
- G: poids total du tablier
- G = 760t

Q: la charge(B) appliquée sur l'élément pris avec pondération

$\Rightarrow b_c = 0,95$

$$Q = \max (bc \times Bc) \Rightarrow Q = \max (0,95 \times (6+12+12) \times 2 \times 2) \Rightarrow Q = 171 t$$

$$bt \times Bt \qquad 1,2 \times 16 \times 2 \times 2$$

Classes de ponts	Nombres de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau III 3: Valeurs de bc

**III. 6. Surcharge Militaire  $M_{C120}$  (RCPR4.10.1.2)**

Un véhicule type du système  $M_{C120}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes:

- Charge totale : 1100 KN = 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largueur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- A distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

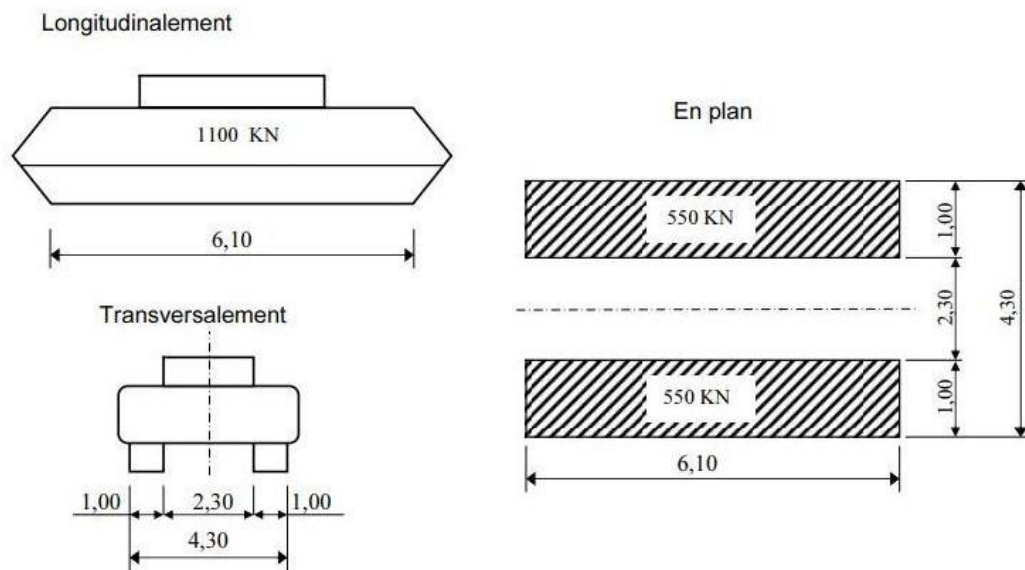


Figure III 2: Système Mc120

Charge militaire appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement.

$$q_{Mc120} = 110/6.1 = 18.03 \text{ t/ml}$$

Détermination du coefficient de majoration dynamique  $\delta$   $MQ = 110 \text{ t} \Rightarrow \delta_M = 1,072$

### III. 7. Surcharge exceptionnelle types D240 (RCPR4.11.1.2)

- Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur pont , dans le sens longitudinal il est dispose pour obtenir l'effet le plus favorable.
- Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KN de poids total.
- Ce poids est supposé reparti a niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charger de 3,20 m de large et de 18,60 m de long.
- Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique  $\delta$ .

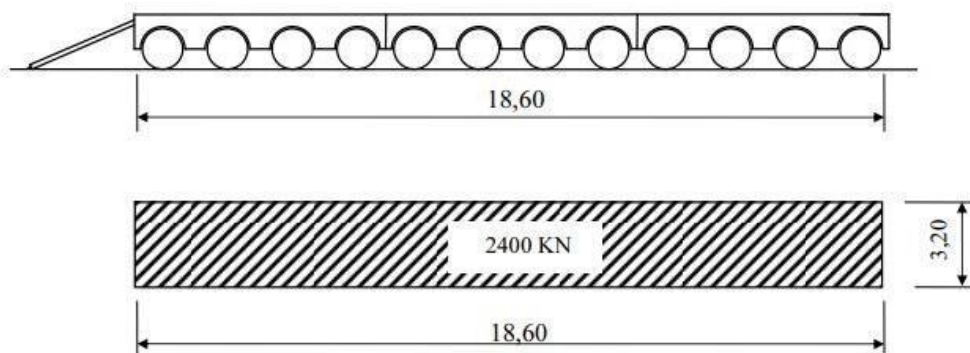


Figure III 3 : Système D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

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

### III. 8.Surcharges sur les trottoirs

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup> (selon le fascicule 61-titre II).

- 150Kg/m<sup>2</sup> pour la flexion longitudinale.
- 450 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion locale.
- Trottoir 1 : La largeur est :  $Lt1 = 1,5 \text{ m}$ .
- Trottoir 2 : La largeur est :  $Lt2 = 1\text{m}$ .

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Deux trottoirs chargés :  $P_{trottoir} = 0,150 \times 2,5 = 0,225 \text{ t/ml}$

---

## **Chapitre IV**

# **Modélisation Du Tableau**

---

## IV. 1. Introduction

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique, en utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis 2016.

## IV. 2. Présentation du logiciel robot

**Autodesk® Robot Structural Analysis Professional** est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour vous aider à rester compétitif. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel Robot Structural Analysis Professional est 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 normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Il offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits

## IV. 3. Modèle de calcul

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisés pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par des nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples. Vu que le pont est constitué de 08 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

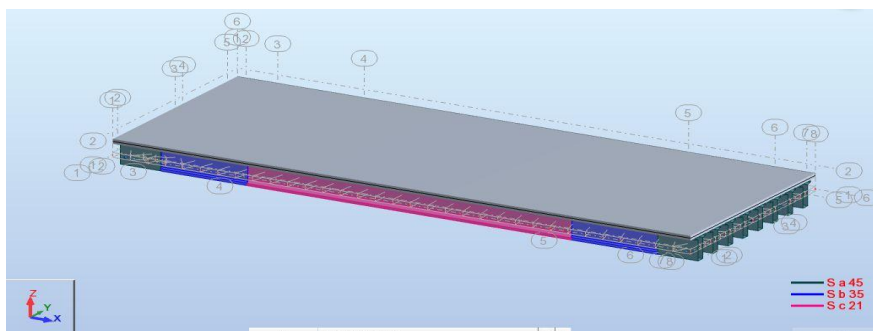


Figure IV 1: Les charges et les surcharges

Désignation	Valeur	
Charges permanentes	Poids propre $G$	$G$ : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement $G_{revetement}$	$G_{revetement} = 0,18 t/m^2$
	Poids du trottoir $G_{trottoir}$	$G_{trottoir} = 0,37 t/ml$
	Poids du garde-corps	$G_{garde-corps} = 0,10 t/ml$
	Poids de la corniche	$G_{corniche} = 0,7905 t/ml$
Surcharges d'exploitation	Surcharge sur trottoirs $Q_{trottoir}$	Charge uniforme de
	Surcharge A(I)	Charge uniforme de
	Système Bc	Charge concentré <b>3t</b> pour les essieux avant et <b>6t</b> pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme de
	D240	Charge uniforme de

Tableau IV 1: Les valeurs des charges considérées

### IV. 3.1. Première 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.

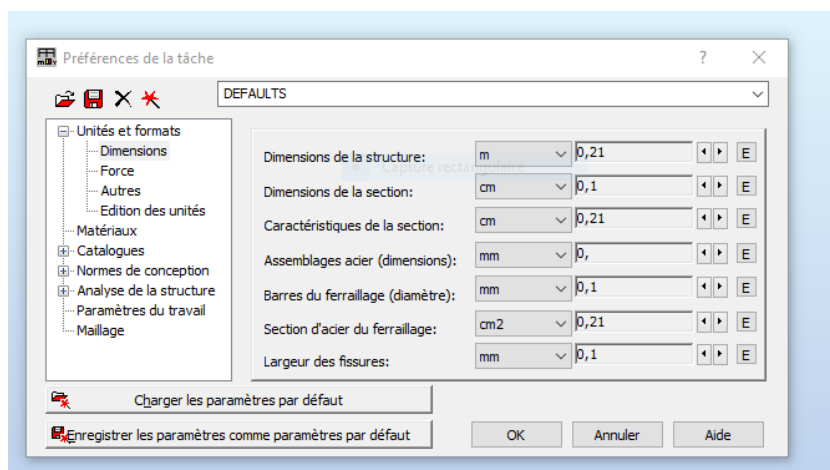
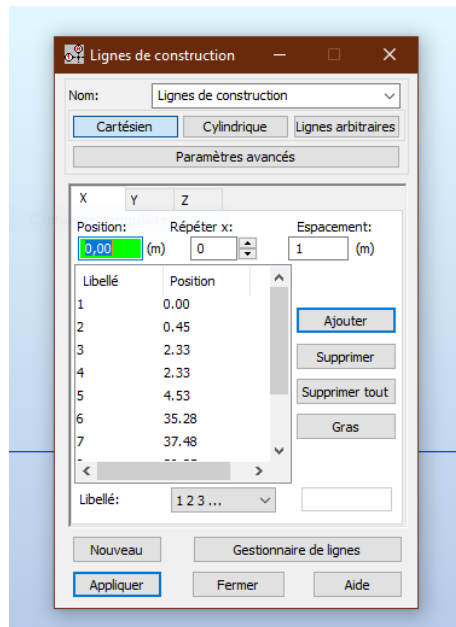


Figure IV 2 : Introduction Des Unités Et Des Normes A Utilisé

### IV. 3.2. Deuxième étape

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

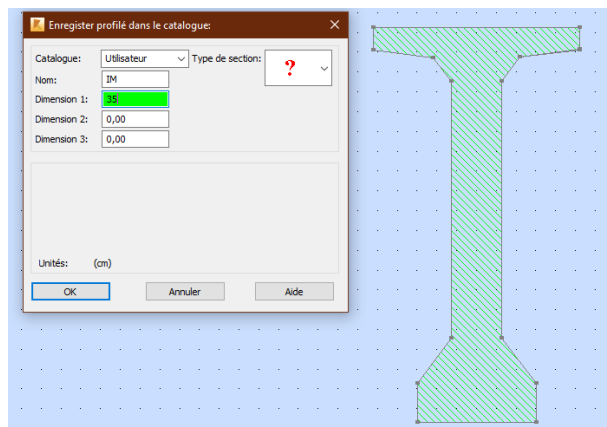


**Figure IV 3:** Introduction Des Lignes De Construction Sur L Axe X

### IV. 3.3. Troisième étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

- Section about.
- Section intermediaire .
- Section median.



**Figure IV 4:** Importation de la section intermédiaire

IV. 3.4. Quatrième étape

Modélisation du panneau de dalle

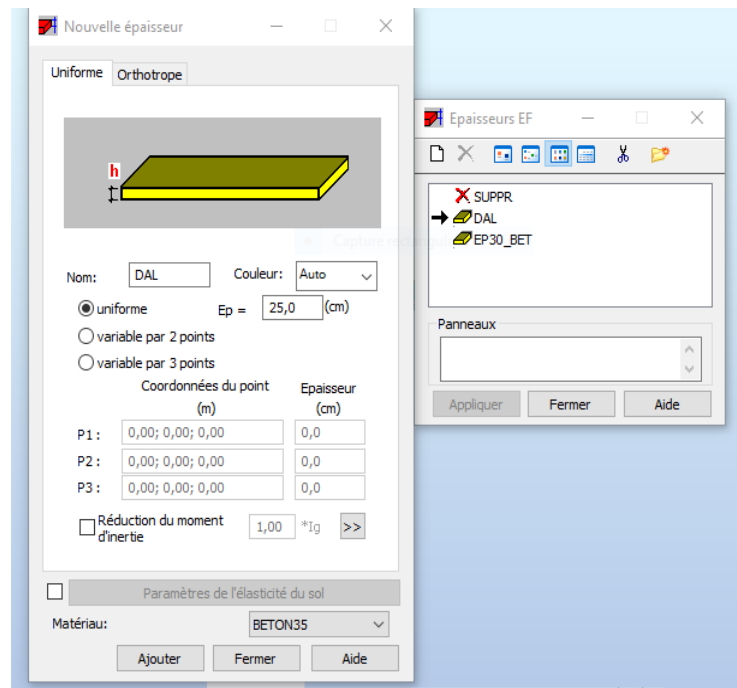


Figure IV 5: Définition de l'épaisseur de la dalle

IV. 3.5. Cinquième étape

Modélisation du tablier

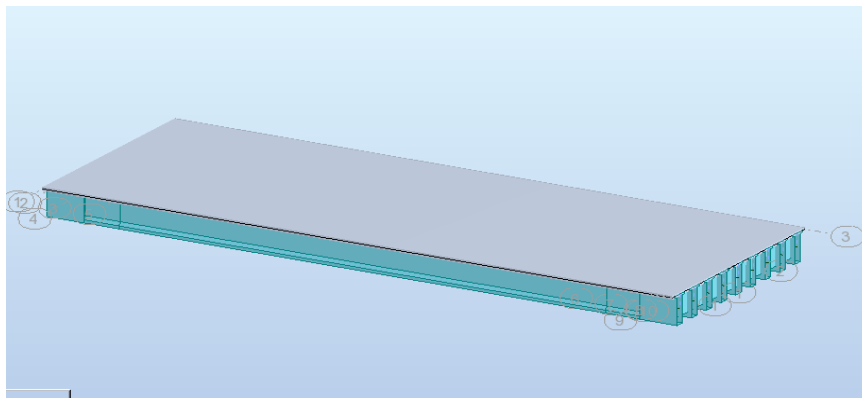


Figure IV 6: Modélisation du tablier

Définition des appuis :

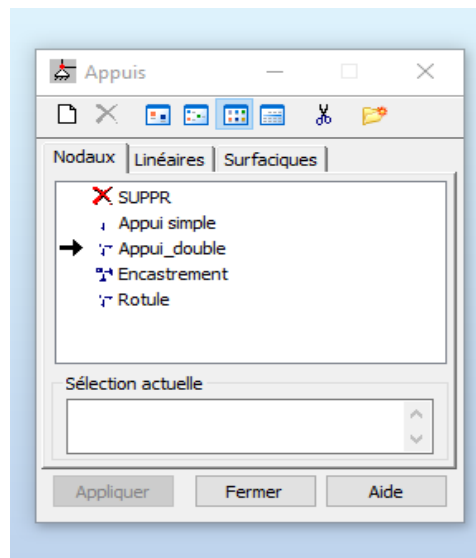


Figure IV 7: Choix du type d'appuis

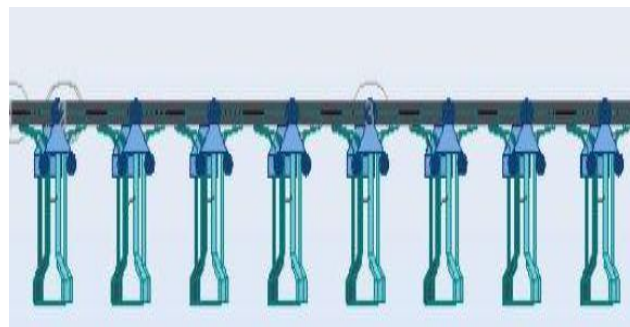


Figure IV 8: vue de face des appuis

#### IV. 3.6. Sixième étape

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliquer les différents chargements de la structure : **Poids propre du tablier G**

Cette charge est générée automatiquement par le logiciel.

##### IV. 3.6.1. charges permanentes

Elles sont définies comme suit :

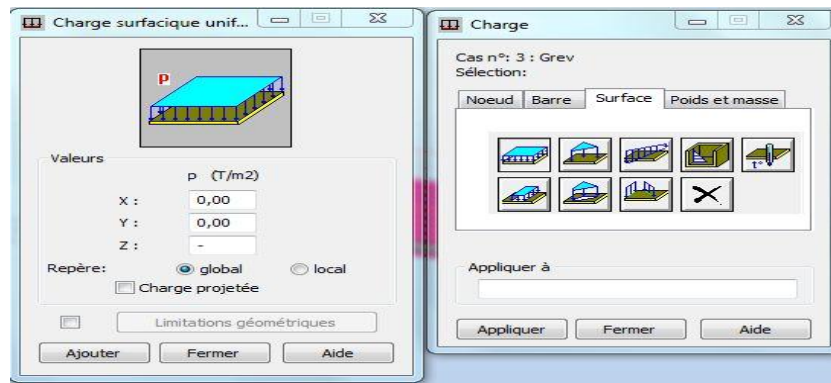


Figure IV 9: Définition des charges

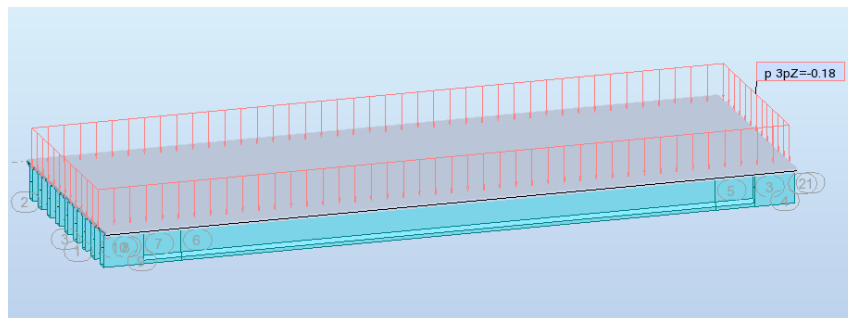


Figure IV 10: Chargement sous le poids du revêtement

IV. 3.6.2. Corniches

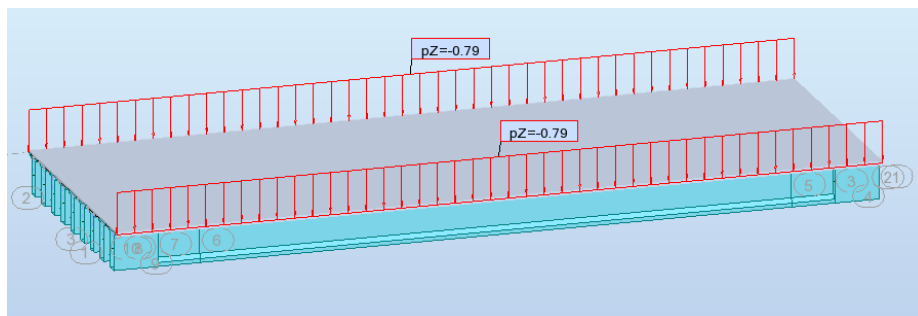


Figure IV 11: Chargement sous le poids des corniches

IV. 3.6.3. Trottoirs

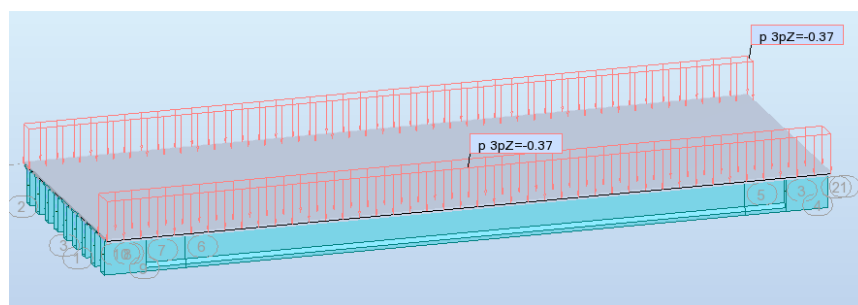


Figure IV 12: Chargement sous le poids des trottoirs

IV. 4. charges d'exploitations

IV. 4.1. Surcharge sur trottoir

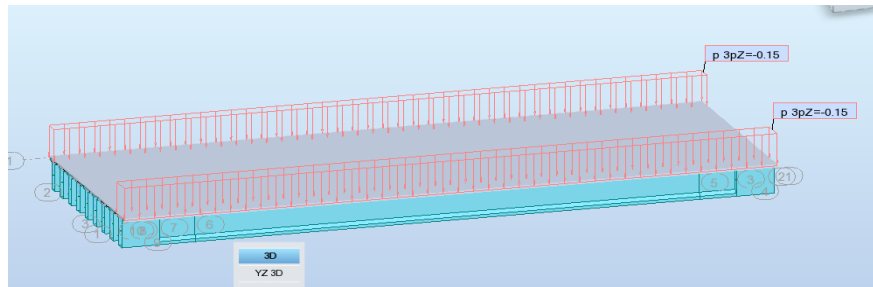


Figure IV 13: Chargement sous le poids des surcharges sur trottoir

IV. 4.2. Système de charges A(l) :

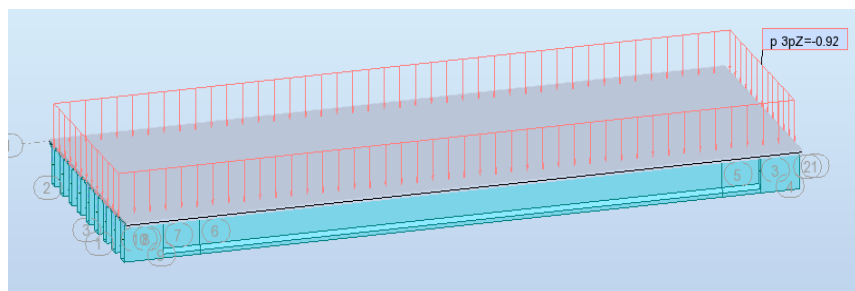


Figure IV 14: Chargement sous le système A(l)

IV. 4.3. Charges roulantes

Elles sont définies comme suit :

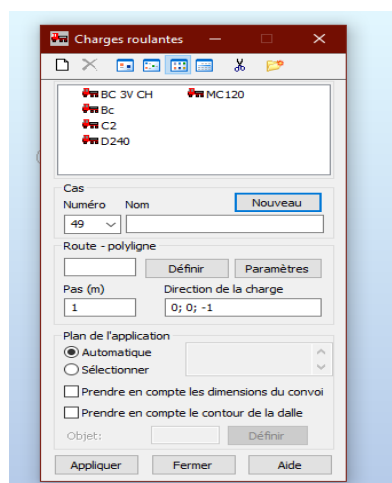


Figure IV 15: Introduction des charges roulantes

#### IV. 4.4. Système de charge Bc :

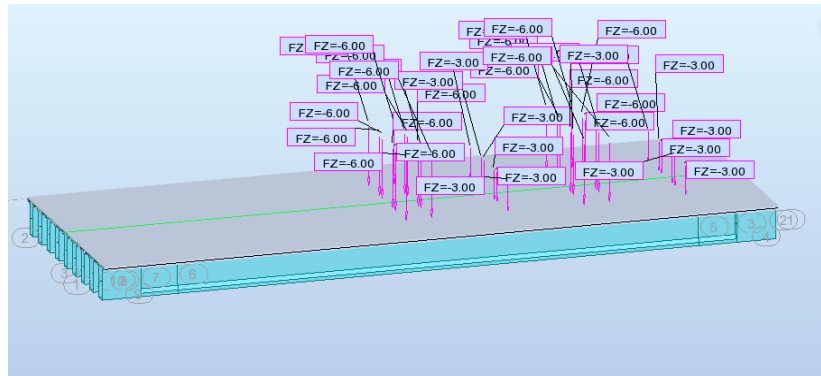


Figure IV 16: Chargement sous le système Bc

#### IV. 4.5. Système de charge Mc120 :

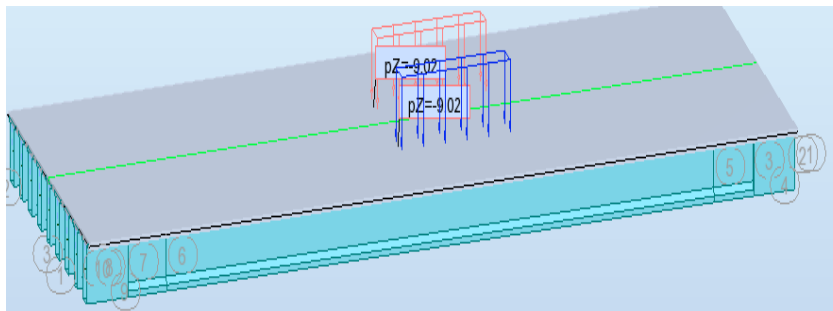


Figure IV 17: Chargement sous le système Mc120

#### IV. 4.6. Système de charge D240 :

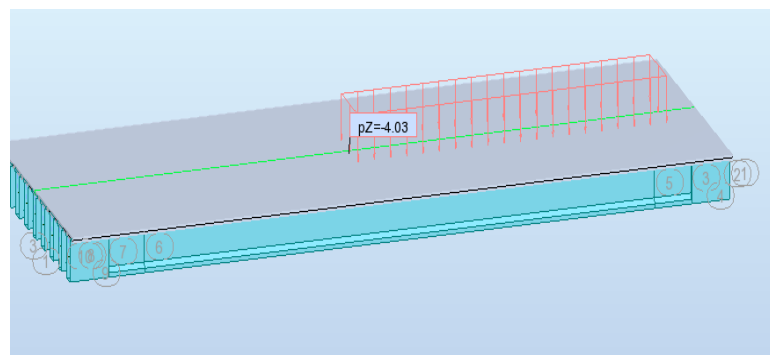


Figure IV 18: Chargement sous le système D240

#### IV. 4.7. Septième étape :

Définition des combinaisons d'actions et le lancement du calcul

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	Combinaisons
A l'ELU	$1,35 * G + 1,6 * (Q_t + AL)$
	$1,35 * G + 1,6 * (Q_t + B_c)$
	$1,35 * (G + Mc_{120})$
	$1,35 * (G + D_{240})$
A l'ELS	$G + 1,2 * (Q_t + AL)$
	$G + 1,2 * (Q_t + B_c)$
	$G + D_{240}$
	$G + Mc_{120}$

Tableau IV 2: Les différentes combinaisons selon le fascicule 61

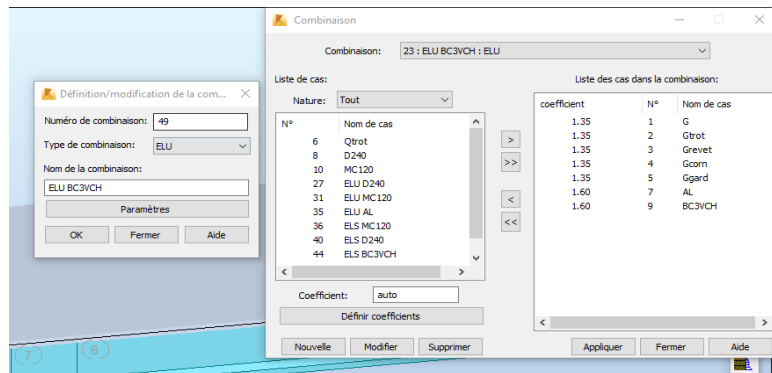


Figure IV 19: Introduction des combinaisons manuelles

IV. 4.8. Huitième étape :

Lancement du calcul

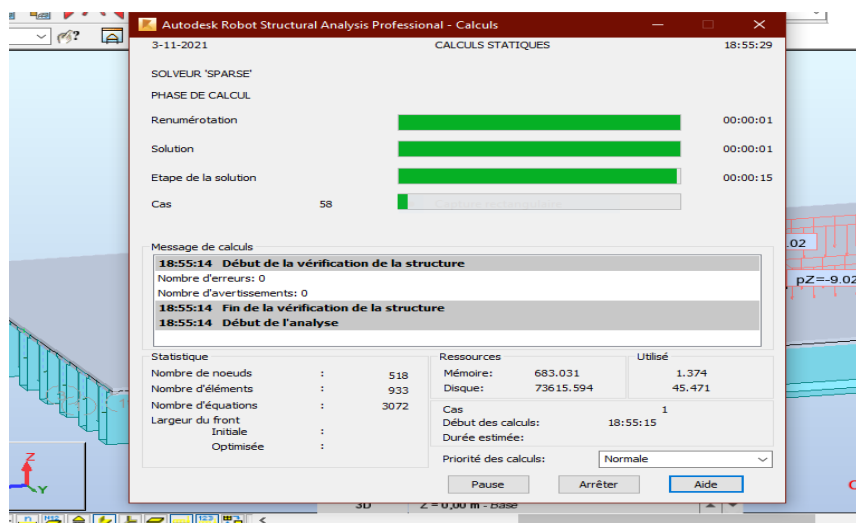


Figure IV 20: lancement des calculs

IV. 4.9. neuvième étape

Affichage des résultats.

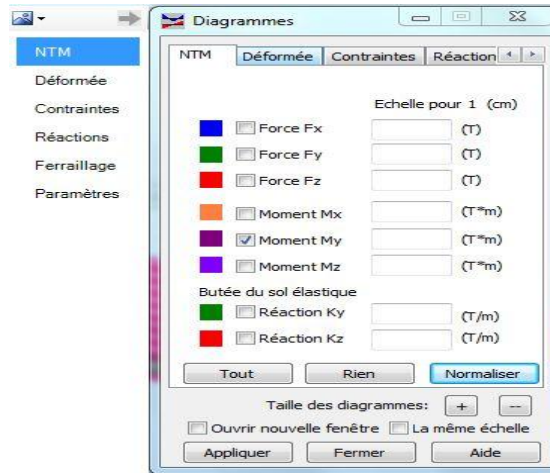


Figure IV 21: Diagramme des moments et des efforts tranchants

IV. 5. Effort interne dans les poutres

IV. 5.1. Moment fléchissant

D’après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné à l’ELU par la combinaison la plus défavorable  $1,35 * G + 1,35 * BC3VCH$

$$M_{max} = 886,27 \text{ t.m à l'ELU}$$

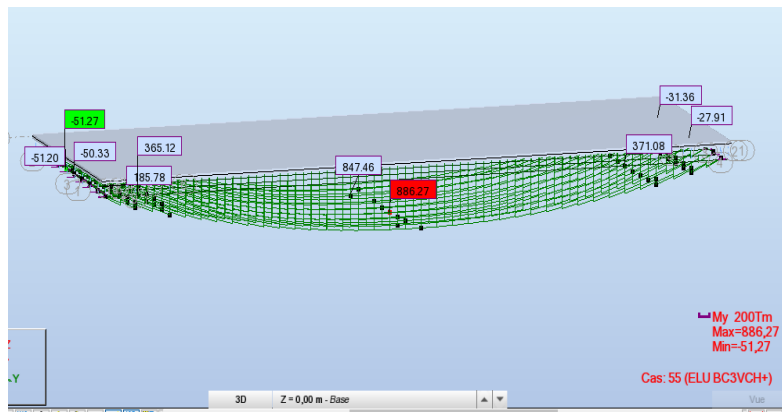


Figure IV 22: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison

$$M_{max} = 524.11 \text{ t.m à l'ELS}$$

IV. 5.2. Effort tranchant

L’effort tranchant maximum est donné à l’ELU et aux niveaux des appuis.

$$T_{max} = 167,55 \text{ t à l'ELU}$$

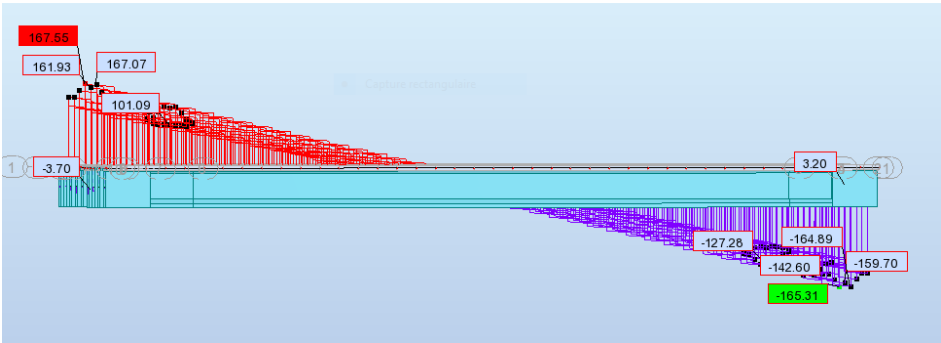


Figure IV 23: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison

---

## **Chapitre V**

# **Etude De Platelage**

---

## V. 1. Introduction :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

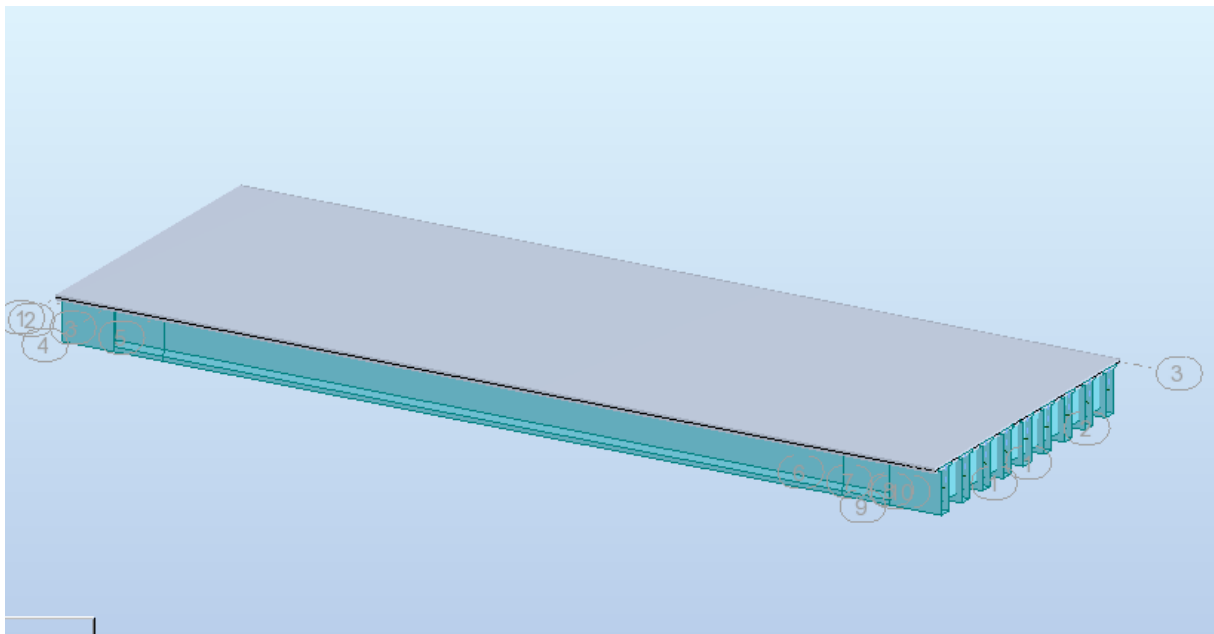
L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.

La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres. L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

Cette étude se fait à l'aide du logiciel ROBOT, après avoir effectué les étapes citées ci-dessus, on lance le calcul pour le ferrailage du platelage avec la manière suivante.

### ➤ Section du tablier a étudié



**Figure V 1:**Tablier à étudier

V. 2. Résultat cartographique à l'ELU

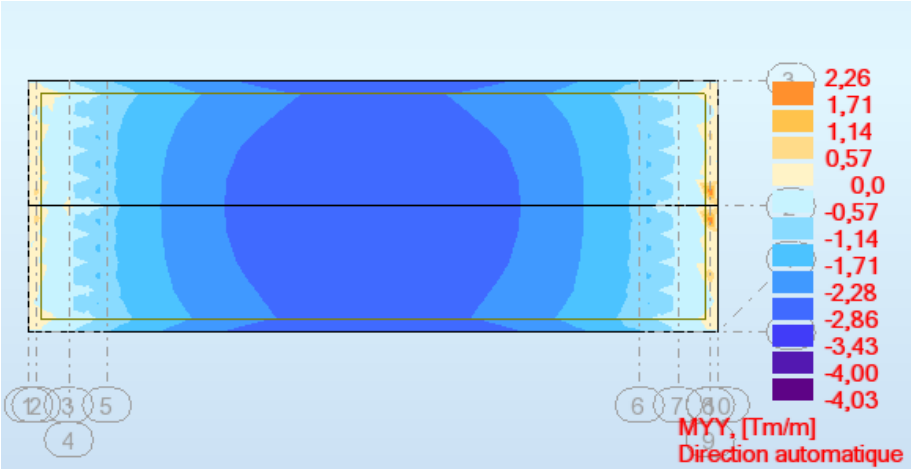


Figure V 2 : Moment fléchissant longitudinale

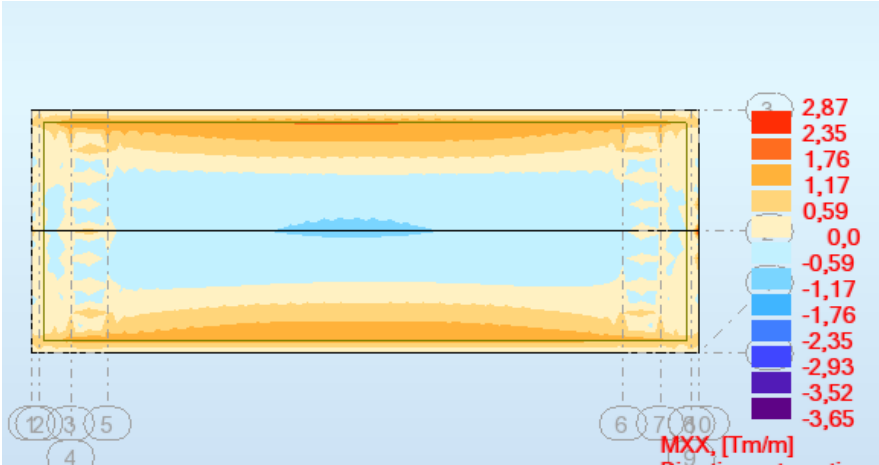


Figure V 3 : Moment fléchissant transversale

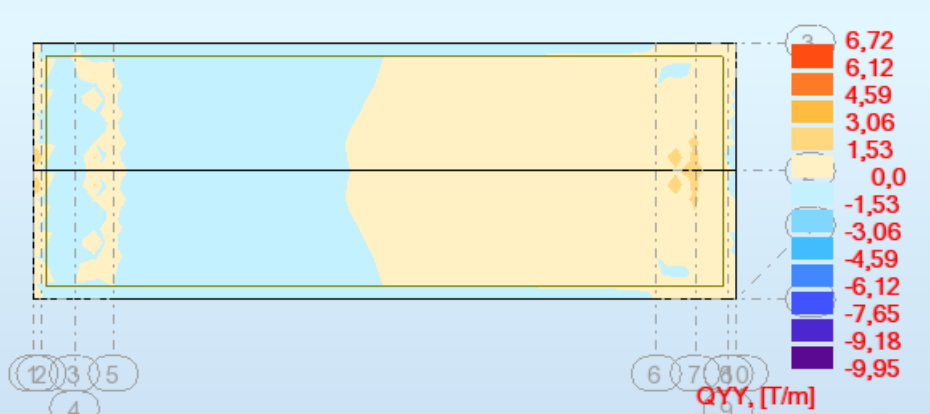


Figure V 4 : Effort tranchant longitudinale

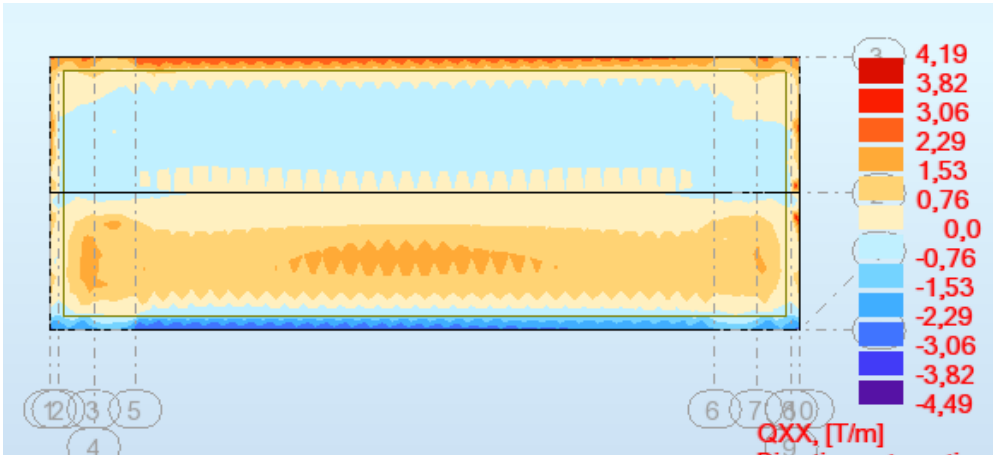


Figure V 5 : Effort tranchant transversale

A L'ELS

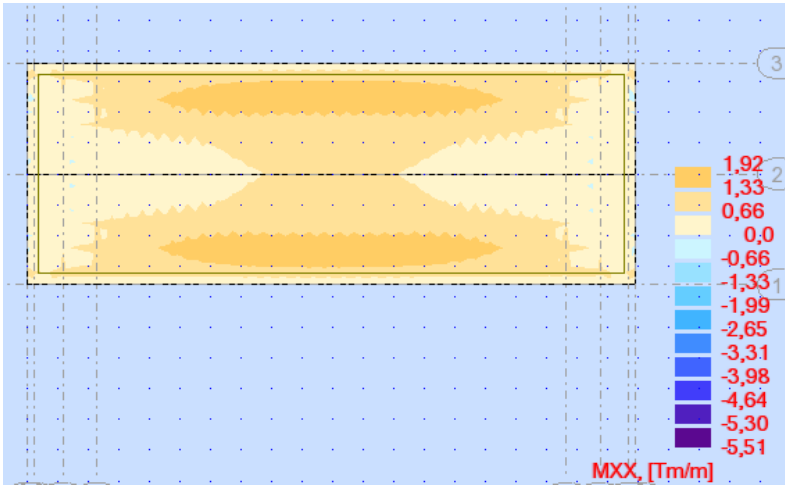


Figure V 6 : Moment fléchissant transversale

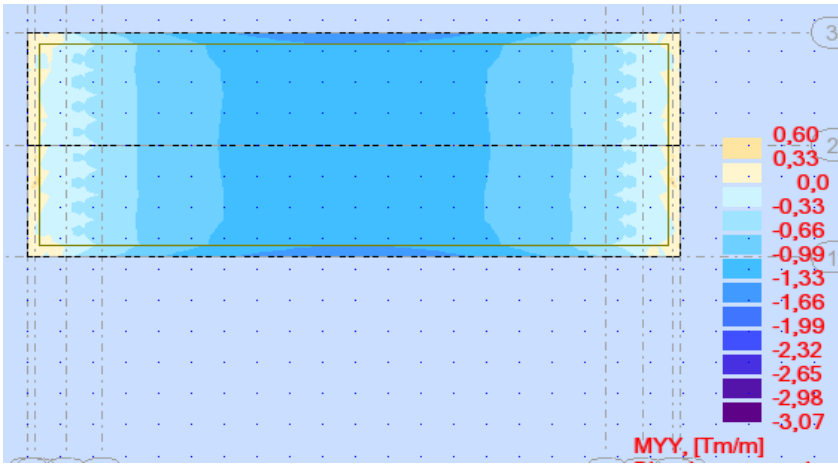


Figure V 7 : Moment fléchissant longitudinale

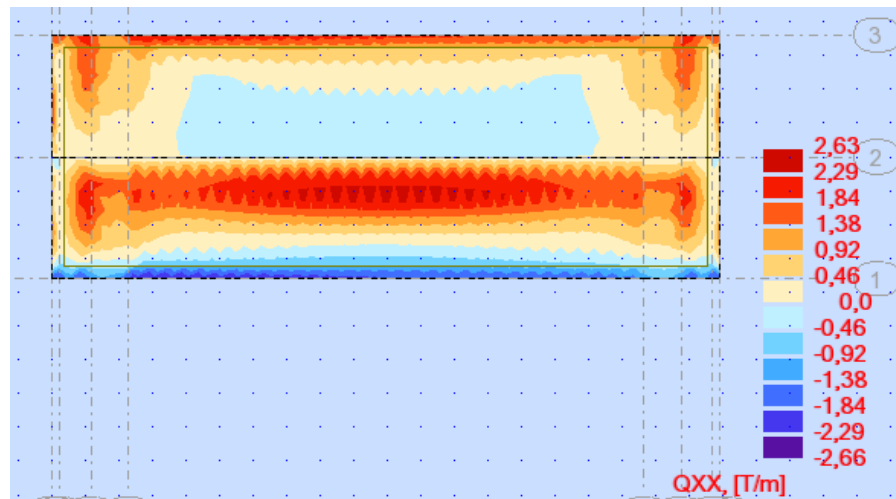


Figure V 8 : Effort tranchant transversale

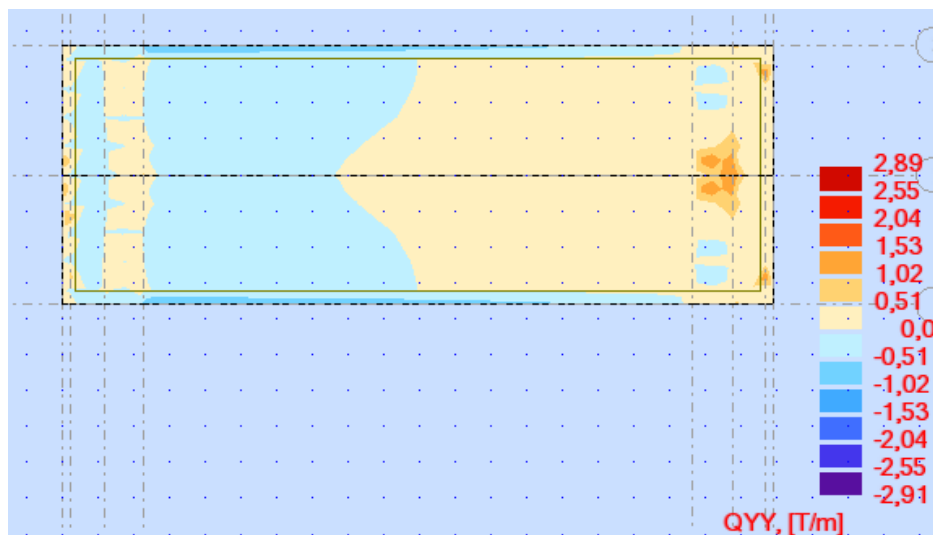


Figure V 9: Effort tranchant longitudinale

D'après ces résultats, le ferrailage se fera à l'ELU.

### V. 3. Ferrailage du tablier

se fera en utilisant les abaques d'état limites et de ferrailage nécessaires voir annexe

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,61}{40} = 0,04 \leq 0,4$$

⇒ Dalle qui travaille dans un seul sens.

Notons que les valeurs des moments fléchissant, ainsi que les efforts tranchant sont déterminés à partir de logiciel Robot Autodesk.

**V. 3.1. Ferrailage de l'hourdis**

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

**V. 3.1.1. Dans le sens transversal petite portée Lx****a) En travée armatures inférieures à l'E.L.U**

$$M\mu = 3.65 \text{ t. m/ml} = 3.65 \times 10^4 \text{ N.m/ ml}$$

$$c = \max (e; \phi; 1\text{cm})$$

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

$\phi$ : diamètre de l'armature

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

$$\text{Donc : } d_x = 25 - 3 = 22\text{cm}$$

$b = 100 \text{ cm}$  (pour un mètre linéaire)

$$f_e = 400 \Rightarrow \gamma_s = 1.15$$

$$\Rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} = 348 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

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

$$f_{bu} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \right)$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.65 \times 10^4}{100 \times 22^2 \times 19.83} = 0.038 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.038 \text{ De l'abaque } \beta = 0.772$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

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

$$A_u = \frac{3.65 \times 10^4}{0.772 \times 22 \times 348}$$

$$A_u = 6.175 \text{ cm}^2$$

**➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$MS = 5.45 \text{ t. m/ml} = 5.45 \times 10^4 \text{ N.m/ ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \{ 266.66; 228.63 \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 228.63$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$  (HA): Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6.175}{100 \times 22} = 0.280$$

$$\beta_1 = 0.916 \quad K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.45 \times 10^4}{6.175 \times 0.916 \times 22} = 437.96 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\mu_1 = \frac{5.45 \times 10^4}{100 \times 22^2 \times 228.63} = 0.00492$$

$$\beta_1 = 0.889 ; K_1 = 30.04$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$A_s = \frac{5.45 \times 10^4}{0.889 \times 22 \times 228.63} = 12.18 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{228.63}{30.04} = 9.60 < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = \text{Max} (6.175 ; 12.18)$$

$$A = 12.18 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Soit } 7\text{HA}16 = 14.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{\min} = 0.23 \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \left( \frac{2.7}{400} \right) \times 100 \times 22 = 3.41 < A$$

⇒ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{(b \times d)} < \min \left\{ 0.15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{6.72 \times 10^2}{(100 \times 22)} = 0.305 < \min \left\{ 0.15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification d'adhérence à l'entraînement : (BAEL 91/ art A.6.1.3.)**

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$\psi_s$  : coefficient de scellement relatif à une armature

$\psi_s = 1.5$  : pour des barres haute adhérence  $\Leftrightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$\psi_s = 1$  : pour des barres ronds lisses.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$\bar{\tau}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \pi \emptyset$  : somme des périmètres utiles des barres

n : nombre des barres.

$\varnothing$  : Diamètre d'une barre.

$$\sum \mu_i = n \pi \varnothing = 7 \times 3.14 \times 16 = 351.68$$

$$\tau_{se} = \frac{6.72 \times 10^2}{0.9 \times 220 \times 351.68} = 9.65 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \geq 9.65 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

### Condition vérifiée

#### ➤ Armatures transversales

Si le béton est coulé en même moment (pas de reprise de bétonnage), et la formule suivante est vérifiée, alors on n'aura pas besoin des armatures transversales :

$$Vu \leq 0.07 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \times d = 0.3757 \text{ MN} = 37.57 \text{ t} \quad Vu = 18.19 \text{ t} < 37.57 \text{ t}$$

### Condition vérifié

#### a) Aux appuis Armatures supérieure à l'E.L.U

$$Mu = 2.87 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.87 \times 10^4}{100 \times 22^2 \times 19.83} = 0.02 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.02 \text{ De l'abaque } \beta = 0.990$$

Alors :

$$Au = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$Au = \frac{2.87 \times 10^4}{0.979 \times 22 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Vérification des contraintes a l'E.L.S

$$Ms = 1.92 \times 10^4 \text{ N. m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$  (HA): Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.86}{100 \times 22} = 0.174$$

$$\beta_1 = 0.932 \quad K_1 = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.92 \times 10^4}{3.86 \times 0.932 \times 22} = 242.59 > \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\mu = \frac{1.92 \times 10^4}{100 \times 22^2 \times 228.63} = 0.00173$$

$$K_1 = 56.43 \quad ; \quad \beta_1 = 0.930$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$A = \frac{1.92 \times 10^4}{0.930 \times 22 \times 228.63} = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = 4.05 < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max}(A_u ; A_s) = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ HA } 12 = 5.65$$

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{min} = 0.23 \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{0.27}{400} \times 100 \times 22 = 3.41 < A$$

**Condition vérifiée**➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{(b \times d)} < \min \left\{ 0.15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{6.72 \times 10^2}{(100 \times 22)} = 0.305 < \min \left\{ 0.15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{MPa} \right\} = 3.5 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée**➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\Sigma \mu_i = n \pi \varnothing = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4$$

$$\tau_{se} = \frac{6.72 \times 10^2}{0.9 \times 220 \times 188.4} = 0.018 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \geq 0.018 \text{MPa}$$

**Condition vérifiée****V. 3.1.2. Dans le sens longitudinal Ly****a) En travée Armatures inférieures E.L.U**

$$M\mu = 4 \text{ t. m/ml} = 3.03 \times 10^4 \text{N.m}$$

$$dy = dx - 0.5(\varnothing_x + \varnothing_y)$$

$\varnothing_x$  : Diamètre de l'armature Lx ; on le fixe à 2cm

$\varnothing_y$  : Diamètre de l'armature Ly ; On le fixe à 10mm

$$dy = 22 - 0.5(2 + 1) = 20.5 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4 \times 10^4}{100 \times 20.5^2 \times 19.83} = 0.0479 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.0479 \text{ De l'abaque } \beta = 0.759$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

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

$$A_u = \frac{4 \times 10^4}{0.759 \times 20.5 \times 242.59} = 10.59 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$MS = 3.07 \text{ t. m/ml} = 3.07 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6(HA)$ : Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 10.59}{100 \times 22} = 0.481$$

$$\beta_1 = 0.895 \quad K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.07 \times 10^4}{10.59 \times 0.895 \times 20.5} = 161.61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\mu_1 = \frac{3.07 \times 10^4}{100 \times 20.5^2 \times 228.63} = 0.00319$$

$$K_1 = 39.35; \quad \beta_1 = 0.908$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_s = \frac{3.07 \times 10^4}{0.908 \times 20.5 \times 228.63} = 7.21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{228.63}{39.35}$$

$$\sigma_{bc} = 5.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa} \text{ verifie}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 10.59 \text{ cm}^2$$

**6 HA 16 = 12.06**

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \left(\frac{2.7}{400}\right) \times 100 \times 20.5 = 3.18 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0.15 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{6.72 \times 10^2}{100 \times 20.5} = 0.327 < \min \{ 0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa} \} = 3 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

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

$$\sum \mu_i = n \pi \varnothing = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.44$$

$$\tau_{se} = \frac{6.72 \times 10^2}{0.9 \times 220 \times 301.44} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \geq 0.011 \text{ MPa}$$

➤ **Condition vérifiée**

**b) Aux appuis armatures supérieurs à l'E.L.U**

$$M_u = 2.26 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.26 \times 10^4}{100 \times 20.5^2 \times 19.83} = 0.0271 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.271 \text{ De l'abaque } \beta = 0.792$$

Alors :

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

$$A_u = \frac{2.26 \times 10^4}{0.792 \times 20.5 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$M_s = 0.60 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$  (HA): Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.99}{100 \times 20.5} = 0.19$$

$$\beta_1 = 0.928 \quad K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.60 \times 10^4}{3.99 \times 0.928 \times 20.5} = 79.04 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\mu_1 = \frac{0.60 \times 10^4}{100 \times 20.5^2 \times 228.63} = 0.00062$$

$$K_1 = 98.6 \quad \beta_1 = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$A_s = \frac{0.60 \times 10^4}{0.956 \times 20.5 \times 228.63} = 1.33 \text{ Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{228.63}{98.6}$$

$$\sigma_{bc} = 2.31 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.7}{400} \times 100 \times 20.5 = 3.18 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \{0.15(f_c 28 / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{6.72 \times 10^2}{100 \times 20.5} = 0.32 \text{ MPa} < \min \{0.15(f_c 28 / \gamma_b); 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}$$

⇒ condition vérifiée.

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

$$\sum \mu_i = n \pi \varnothing = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4$$

$$\tau_{se} = \frac{6.72 \times 10^2}{0.9 \times 220 \times 188.4} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \geq 0.018 \text{ MPa}$$

➤ **Condition vérifiée**

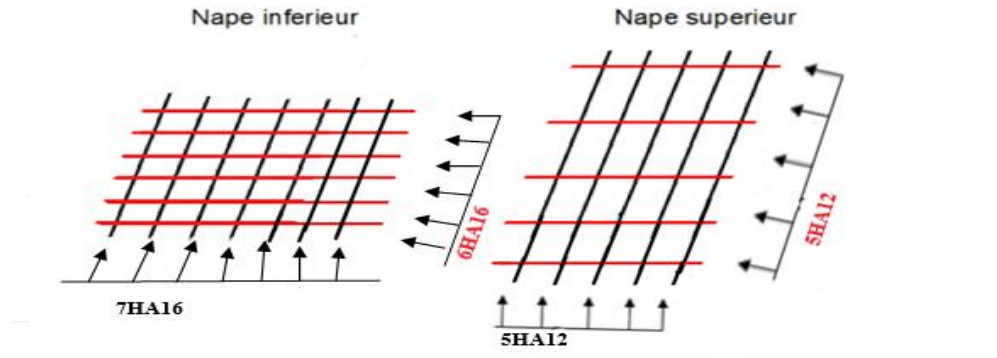


Figure V 10: ferrailage de la dalle

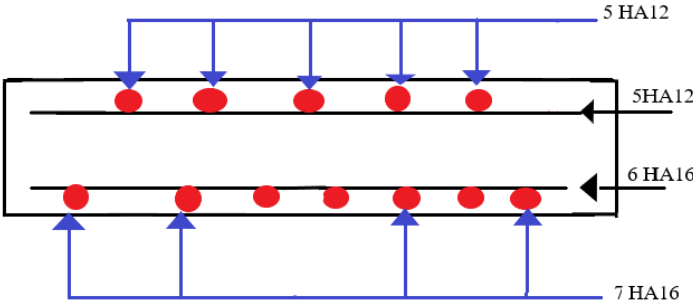


Figure V 11: Figure 35 : ferrailage dans le sens transversal du platelage

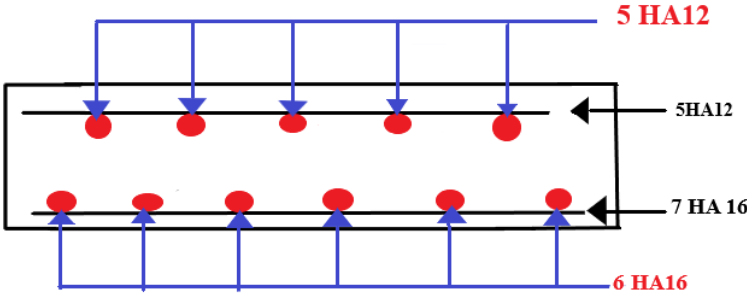


Figure V 12: ferrailage dans le sens longitudinal du platelage

---

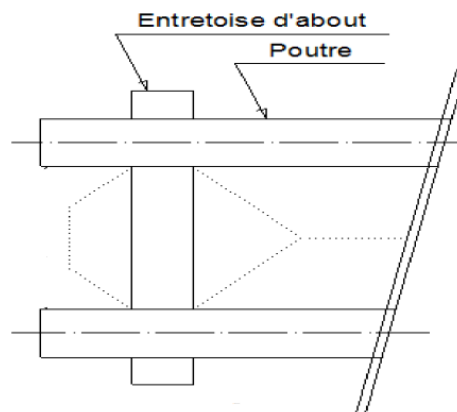
## **Chapitre VI**

### **Etude de l'entretoise d'about**

---

### VI. 1. Définition et rôle de l'entretoise d'about

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoises sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et facilitent le bétonnage.



**Figure VI 1:** Figure 1 : Surface d'influence de l'entretoise

**Charge permanente :** l'entretoise d'about est soumise à :

- Son poids propre.
- Le poids de l'hourdis.
- Le poids de revêtement bitumineux et de l'étanchéité.

### VI. 2. Ferrailage de l'entretoise

#### VI. 2.1. Ferrailage longitudinale

Soit à calculé une section rectangulaire de 0.30 m de largeur et de 0.50 m de longueur, soumis à la flexion simple.

- Acier FeE400
- Béton  $f_{c28} = 35$  MPa
- $c = 4$  cm
- $\gamma_b = 1.5$  (situation durable).

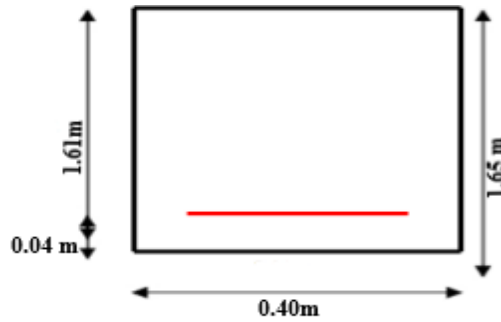


Figure VI 2: Ferrailage longitudinale

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

➤ **ELU :**

$$M_t = 4.27 \text{ t.m} \quad \Longleftrightarrow 42.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42.7 \times 10^3}{40 \times 161^2 \times 19.83} = 0.00207$$

$$\mu_1 = 0.00207 < \mu_u = 0.392$$

Depuis l'abaque  $\beta = 0.924$

➤ **E.L.S :**

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries, ...), alors on doit vérifier:

$$\sigma_b = 0.26 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{2f_e; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\}$$

$\eta = 1.6$  (HA) : Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_{st}} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 0.813}{40 \times 161} = 0.012$$

$$\beta_1 = 0.931 ; K_1 = 248.2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{37.9 \times 10^3}{0.318 \times 0.981 \times 161} = 295.15 \geq \overline{\sigma_{st}} = 228.63$$

Il faudra ferrailer la section à L'E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{37.9 \times 10^3}{40 \times 161^2 \times 228.63} = 0.0001$$

$$\beta = 0.978 \quad K = 212.3$$

$$A_{ser} = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{37.9 \times 10^3}{0.978 \times 161 \times 228.63} = 1.052 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = K^{-1} \times \overline{\sigma_{st}} = \frac{1}{212.3} \times 228.63 = 1.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.076 \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{final} = A_{ser} = 1.052 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section supérieure à  $A_{min}$

### VI. 2.1.1. Vérification de la condition de non fragilité de béton:

$$A = 0.23 \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times b \times d = 0.23 \left( \frac{2.7}{400} \right) \times 40 \times 161 = 9.99 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A = 9.99 \text{ cm}^2$

On va adopter une section d'armature de  $12.06 \text{ cm}^2$  soit 6T16

### VI. 2.2. Effort tranchant:

#### VI. 2.2.1. Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{149.8 \times 10^3}{400 \times 1610} = 0.232 \text{ MPa}$$

$$\bar{r} = \min\{0.15(f_{c28}/\gamma_b); 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{r}$  (Condition vérifiée), donc le cisaillement est négligeable

#### VI. 2.2.2. Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\bar{\tau}_{ser} = 2 \times \Psi_s \times f_{t28} = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u \times A_i}{0.9 \times d \times U_i \times A}$$

$$U_i = \pi \times \emptyset = 3.14 \times 1.6 = 5.024 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ser} = \frac{149.8 \times 10^3 \times 2.00}{0.9 \times 161 \times 5.024 \times 12.06 \times 10^2} = 0.341 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser}=0.341 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 8.10 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI. 2.2.3 Ferrailage transversales:

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

Avec:

**h**:Hauteur de l'entretoise  $h=165\text{cm}$

**b<sub>0</sub>**:Largeur de l'âme  $b_0=40$

$\phi_l$ : Diamètre des armatures tangentielles  $\phi_l = 1.052 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min\{4.71; 1.052; 4\} = 1.052 \text{ cm}$$

On choisira  $\phi_t = 1 \text{ cm}$

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (6) barre longitudinales

$$A_t = 4H10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal :

$$S_{t1} \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times r} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{40 \times 0.232} = 108.27 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 40} = 78.5 \text{ cm}$$

$$S_{t1} \leq \min\{40; 78.5; 108.27\} = 40 \text{ cm}$$

On prendra  $S_t = 35 \text{ cm}$

### VI. 3. Armature de peau:

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement a la fibre moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur , mais le B.A.E.L ne définissent pas a partir de quelle hauteur on peut considère une poutre « pour de grande hauteur» on admet que cela est vérifier si :

D'après Pierre CHARON:

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(85 - \frac{f_e}{10}\right)$$

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(85 - \frac{400}{10}\right) = 90 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre appelée armature de peau, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux

Intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à  $1\text{cm}^2$  par mètre de paroi.

$$A \geq 3\text{Cm}^2/\text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA10 tous les 25cm

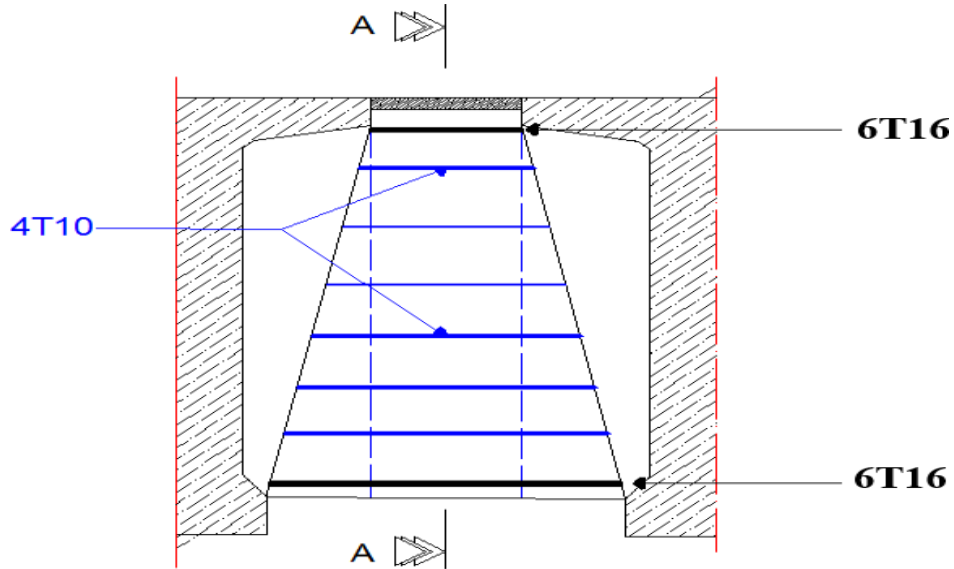


Figure VI 3: coupe longitudinale de ferrailage de l'entretoise d'about

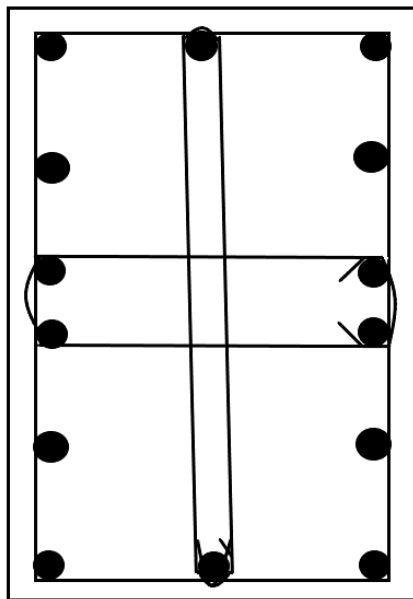


Figure VI 4: coupe transversale de ferrailage de l'entretoise d'about

---

# **Chapitre VII**

## **Etude De La Précontrainte**

---

## VII. 1. Dimensionnement De La Précontrainte

### VII. 1.2. Précontrainte minimale

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est :

$$P_{min} = \sup \{PI, PII\}$$

Avec :

PI: Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sous critique.

PII: Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sur-critique.

### VII. 1.3. Valeurs caractéristique de la précontrainte

Le tracé de câble n'est pas connu, donc on ne peut déterminer les pertes avec précision.

#### ➤ Détermination de P0

D'après le B.P.E.L, la valeur de la précontrainte P min doit être respectée pour :

Le cas le plus défavorable et celui qui apparait en « exploitation à long terme » sous l'effet de la précontrainte minimale susceptible d'exister les pertes sont estimées à 30% d'où :

$$0.7P0 > \sup \{PI, PII\}$$

On déterminera le nombre entier « n » de câbles de précontrainte tel que :

$$nP0 \geq \sup \{PI, PII\} / 0.7$$

### VII. 1.4. Détermination de l'intensité de la précontrainte

	B (cm <sup>2</sup> )	Ig (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	ρ (%)	h (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>POUTRE SEULE</b>	6475.6	28857805.2	92.99	107.005	44	200	4456.39
<b>POUTRE +OURDIS</b>	11475.6	62428052,29	72.03	152,9703789	50	225	5440,06

**Tableau VII 1:** Caractéristique de la section nette

Les moments développés dans la section médiane

$$M_{max} = 524.11 \text{ t.m (à l'ELS)}$$

$$M_{min} = 316.50 \text{ t.m (le moment de poids propre)}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} \Delta M \rightarrow 524.11 - 316.50 = 207.61 \text{ t.m}$$

#### ➤ Dimensionnement de la précontrainte

$$P_{min} = \sup \{PI, PII\}$$

## a) Cas d'une section sous critique

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

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

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

## VII. 1.4.1. Les contraintes limites

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = -3 \text{ Mpa} \quad (\text{dans la section d'enrobage})$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.5 \text{ Mpa} \quad (\text{hors la section d'enrobage})$$

$$P I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{B}{h} \times (v \times \bar{\sigma}_{ti} + v' \times \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P I = \frac{207.61 \times 10^3}{0.44 \times 200} + \frac{6475.6}{200} \times (200 \times (-4.5 \times 10^{-1}))$$

$$P I = 554.81 \text{ KN}$$

## b) Cas d'une section sur critique :

$$P II = \frac{M_{\max} + \rho \times B \times V \times \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \times v + v' - d'}$$

Avec :

$d' = h - 0.9 h = 20 \text{ cm}$  l'enrobage des armatures de précontraintes

$$P II = \frac{524.11 \times 10^3 + (0.44 \times 6475.6 \times 92.99 \times (-3 \times 10^{-1}))}{0.44 \times 92.99 + 107.005 - 20}$$

$$P II = 3475.78 \text{ KN}$$

$P II > P I \Rightarrow$  la section est sur critique le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{\min} = \sup \{P I, P II\} \Rightarrow P_{\min} = 3475.78 \text{ KN}$$

Alors l'excentricité

$$E_0 = -V' - d' = -107.005 - 20 = -127.005 \text{ cm}$$

## c) Calcul du nombre de câbles

On suppose une perte de précontrainte de 30%

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0.7}$$

$$\Rightarrow P_0 = 4965.4 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

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

On choisira comme armature de précontrainte des câbles de 7T15 de type FREYSSINET.

Diamètre extérieur de la gaine = 8.5 cm

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

$f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$

$f_{peg} = 1583 \text{ Mpa}$

$E = 190000 \text{ Mpa}$  module d'élasticité de l'acier

Avec:

$\sigma_{P0} = \min\{0.8fprg; 0.9fpeg\} = 1416 \text{ Mpa}$

$$P_1 = A \times \sigma_{P0}$$

$P_1 = 973 \times 10^{-3} \times 1416 = 1377.76 \text{ MPa}$

$$n = \frac{4965.4}{1377.764} = 3.54$$

Soit :  $n = 4$  câbles de (7T15)

$$P = 4 \times 1377.76 = 5511.04 \text{ KN}$$

On doit vérifier si la valeur de P ne conduit pas à une précontrainte excessive.

$$P \leq B\sigma_M + \left(\frac{\Delta_M}{\rho \times h}\right)$$

$\sigma_M = 21 \text{ Mpa} \Rightarrow P = 3409.78801 \text{ KN} \leq 155589.68 \Rightarrow$  Vérifier

### VII. 1.4.2. Vérification des contraintes

En construction : mise en tension au 14<sup>ème</sup> jour (50%) Contraintes limites:

➤ **Compression**

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \left(\frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14}\right) \times 40 \quad f_{c28} < 40 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{ci} = \sigma_{cs} = 20.51 \text{ Mpa}$

➤ **Traction**

$$f_{c14} = \left(\frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14}\right) \times 40 = 34.18 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 \times 34.18 = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = \begin{cases} \sigma_{ts} = -1.5 f_{t14} = -3.97 \text{ Mpa hors la section enrobage} \\ \sigma_{ti} = -f_{t14} = -2.65 \text{ Mpa dans la section enrobage} \end{cases}$$

**VII. 2 .Détermination du nombre de câble à l’about**

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% d’avant le coulage de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10%.

Valeurs caractéristiques de la précontrainte

La précontrainte est représenté principalement par trois valeurs

$$P = 0,94P_{min} = 0,94 \times 3422.03 = 3267.23 \text{ KN}$$

A la mise en tension la poutre n’est soumise qu’à son poids propre  $q = 1,00625 \text{ t/ml}$

$$M_g = M_{min} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,00625 \times 40^2}{8} = 200.5 \quad \frac{t}{ml} = 2005 \quad \frac{KN}{ml}$$

Pour déterminé le nombre de câble à l'about on doit vérifiée les contraintes sur les deux fibres supérieur et inférieur.

Soit la vérification des deux inégalités

**VII. 2.1. Vérification fibre supérieure**

$$e_0 = -V' - d' - 107.005 - 20 = 127.005 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{p}{B} + \frac{p \times e_0 \times v}{I} + \frac{M_{min} \times v}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{3267.23}{6475.6} + 3267.23 \times \frac{(-127.005) \times 92.99}{27328671.72} + 2005 \times \frac{10^2 \times 92.99}{27328671.72}$$

$$\sigma_{ts} = -0.25 \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.97$$

⇒ Condition vérifié

**VII. 2.2.Vérification fibre inferieure**

$$\sigma_{ci} = \frac{p}{B} - \frac{p \times e_0 \times v'}{I} - \frac{M_{min} \times v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ts}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{3267.23}{6475.6} - 3267.23 \times \frac{(-127.005) \times 107.005}{27328671.72} - 2005 \times \frac{10^2 \times 107.005}{27328671.72}$$

$$\sigma_{ci} = 1.34 \leq 20.51 \text{ Mpa} = \bar{\sigma}_{ts} \quad \text{Condition vérifié}$$

### VII. 3. Conclusion

La mise en tension se fera en une seule famille de câble, On va disposer tous les câbles à l'about

### VII. 4. Tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voir nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varient de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Il-y-a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long de câble; on prends la théorie simplifiée qui nous exige deux conditions principales :

- 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 précontrainte est de la forme rectiligne au niveau de l'extrémité puis il prend la forme de parabole puis il suit la parallèle avec la fibre extrême inférieure. Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$Y' = 2 A X + B.$$

$$Y'' = 2 A.$$

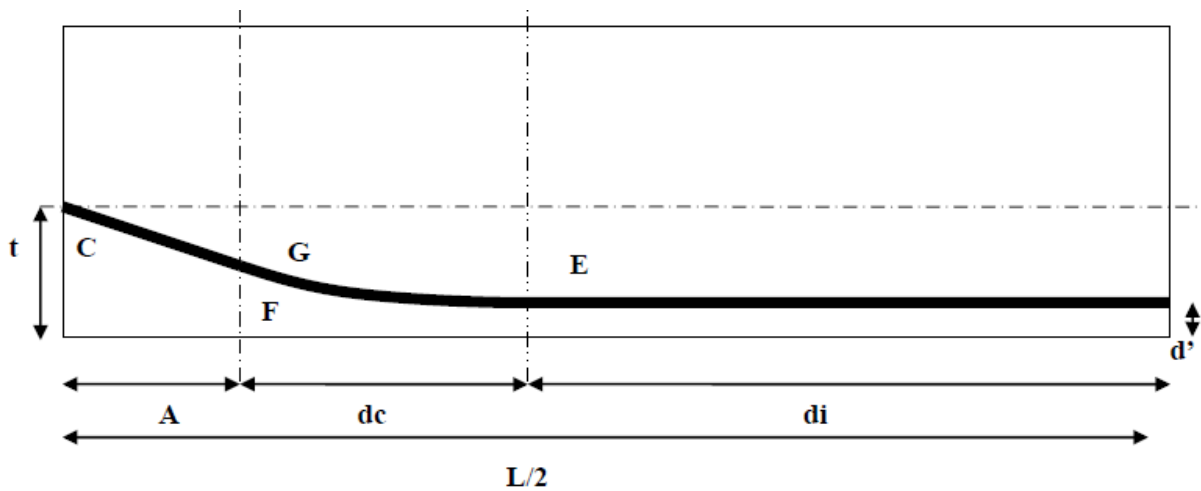


Figure VII 1: Le tracé d'un câble.

Avec :

**E** : Point du début de relevage

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

**EG** : Tronçon parabolique d'équation :  $y = a x^2$

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

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de :  $y = a x^2$  pour  $x = d c$

Donc

$$y'(dc) = 2 \times a \times dc = tg\alpha \Rightarrow a = \frac{tg \alpha}{2 \times dc}$$

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

$$A = GC \times \cos\alpha \Rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} = GC \sin \alpha = A \times tg\alpha$$

$$\Rightarrow a \times dc^2 = t - d' - A \times tg\alpha \Leftrightarrow \left(\frac{tg\alpha}{2dc}\right) \times dc^2 = t - d' - A \times tg\alpha$$

$$\Rightarrow dc = \left(\frac{2}{tg\alpha}\right) \times (t - d' - A \times tg\alpha)$$

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

$$dc = \left(\frac{2}{tg\alpha}\right) \times (t - tg\alpha - d')$$

$$dc = (2/tg \alpha) (t-tg \alpha-d')$$

## VII. 4 .Disposition des câbles

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

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement
- L'enrobage minimal est pris égale :  $c = 10 \text{ cm}$ .

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

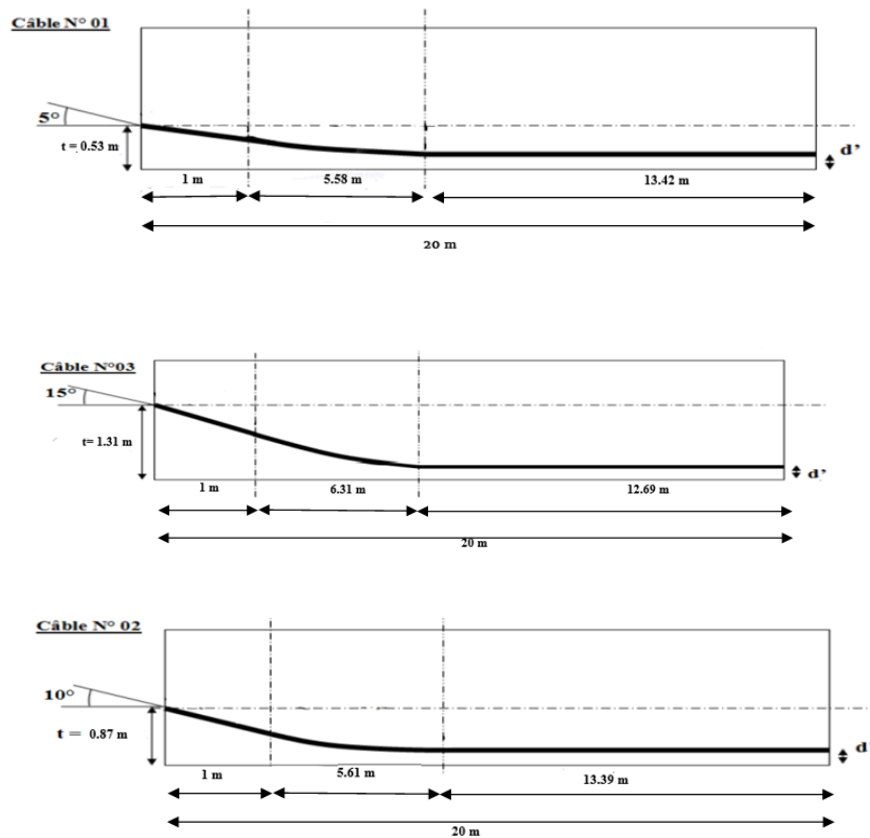
$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R$$

$$\sum_{\text{fibre inferieure}} \frac{M}{dc} = 0; RV' = P_1 d + P_2 (d + a') \frac{tg \alpha}{2 \times dc}$$

Ncâble	$\alpha(^{\circ})$	Tga	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1	5	0.087	0.53	0.20	5.58	0.007
2	10	0.176	0.87	0.20	5.61	0.015
3	15	0.267	1.31	0.20	6.31	0.021
4	18	0.324	1.65	0.20	6.95	0.023

Tableau VII 2 : Paramètre des calculs des câbles

VII. 4.1.Tracé des câbles :



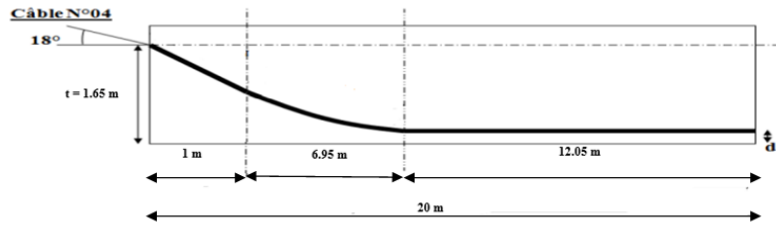


Figure VII 2:Tracé des câbles

Longueur total 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.

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

$$L_r = \frac{0.5 \times A}{\cos \alpha}$$

N°	cosα	2×a×dc	$\sqrt{1 + (2adc)^2}$	Lr	Lc	Ld	Lt	L×2
1	0.996	0.0781	1.003	0.108	0.40	13.42	13.92	27.84
2	0.984	0.168	1.014	0.235	0.51	13.39	14.13	18.26
3	0.965	0.265	1.034	0.417	0.53	12.69	13.63	27.26
4	0.951	0.319	1.049	0.552	0.54	12.05	13.14	26.28

Tableau VII 3 : récapitulatif des longueurs des câbles.

### VII. 4.2. 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 e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

Exemple de calcul :

➤ Section d'appui : 4 câbles

**Câble n° (1) :** t1 = 0.53 m

**Câble n° (2) :** t2 = 0.87 m

Câble n° (3) :  $t_3 = 1.31 \text{ m}$

Câble n° (4) :  $t_4 = 1.65 \text{ m}$

➤ Section d'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.53+0.87+1.31+1.65}{4} = 3.12m$$

➤ Section à X(m) de l'appui :

$$t_i = d' + a_i X_i^2 \text{ avec } X_i = dc$$

➤ Section à 1m d'appui :

$$\text{Câble n° (1)} : t_1 = d' + a_1 x_1^2 = 0.417$$

$$\text{Câble n° (2)} : t_2 = d' + a_2 x_2^2 = 0.672$$

$$\text{Câble n° (3)} : t_3 = d' + a_3 x_3^2 = 1.036$$

$$\text{Câble n° (4)} : t_4 = d' + a_4 x_4^2 = 1.314$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.417+0.672+1.036+1.314}{4} = 0.859m$$

➤ Section médiane (0.5L) :

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = d' = 0.20 \text{ m}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.20+0.20+0.20+0.20}{4} = 0.2m$$

### VII. 4.3. Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières afin de pouvoir tracer les fuseaux limites.

#### a) Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :



Figure VII 3: Composantes de la force de précontrainte

$$V = \sum P_i \times \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i$$

$$N = \sum P_i \times \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$$

Où : P est la force de précontrainte d'un câble

$$P \sum z_i \cos \alpha_i = N \times Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec :  $N = P \sum \cos \alpha_i$

**Z** : La distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre ;

**Z<sub>i</sub>** : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ( Z<sub>i</sub> = t<sub>i</sub> )

➤ **Section d'about (poutre seule) :**

N°	α	sinα	cosα	Z <sub>i</sub>	Z <sub>i</sub> * Cosα	Z <sub>i</sub> <sup>2</sup>
1	5	0.087	0.996	0.53	0.527	0.280
2	10	0.173	0.984	0.87	0.856	0.756
3	15	0.258	0.967	1.31	1.266	1.716
4	18	0.309	0.951	1.65	1.579	2.722
Σ	/	/	3.899	4.36	4.228	5.474

**Tableau VII 4:** Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

$$Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{4.228}{3.899} = 1.084m$$

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.

$$B_{gaine} = n \times \frac{\pi \times \varphi_{gaine}^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times 8.5^2}{4} = 226.86cm^2$$

Avec  $\varphi_{gaine} = 8.5cm$

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \times \pi \times \varphi_{gaine}^4}{64} + \frac{\pi \times \varphi_{gaine}^2}{4} \times \sum Z_i^2 = \frac{4 \times 3.14 \times 8.5^4}{64} + \frac{3.14 \times 8.5^2}{4} \times 5474$$

$$I_g^{(\Delta)} = 5918434.06cm^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 10.84 \times 226.86 = 2459.16cm^3$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} ; V = h - V' ; I_g = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} ; \rho = \frac{I_g}{BVV'} ; e_p = Z - V'$$

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z	S <sub>Δ</sub>	I <sub>Δ</sub>
Section brute	12397.25	10.84	1277948.81	175293486.8
Gaine	226.86		2459.16	5918434.06
Section nette	11777.38		1175712.90	157764138.1

lg (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	Ep (cm)	ρ%
40395009.89	103.08	96.91	-92.24	35

Tableau VII 5: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

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

On procède de la même manière et de mêmes formules que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z	S <sub>Δ</sub>	I <sub>Δ</sub>
Section brute	17387.25	10.84	2340448.81	403244875.7
Gaine	226.86		2459.16	5918434.06
Section nette	16517.88		2153212.90	362920388.1

lg (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	Ep (cm)	ρ%
82235106.89	134.60	90.39	-123.76	41

Tableau VII 6: Caractéristiques de la section d'about plus hourdis

Section	Section d'appuis		Section a 1m d'appuis		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre+hourdi	Poutre seule	Poutre+hourdi	Poutre seule	Poutre+hourdi
<b>B(cm)</b>	11777.38	16517.88	7038.45	11788.45	6151.82	11475.6
<b>V' (cm)</b>	103.08	134.60	110.96	151.87	107.005	152.97

<b>V (cm)</b>	96.91	90.39	89.03	73.12	92.99	72.03
<b>lg (cm)</b>	40395009.89	82235106.89	25421581.16	56839394.29	26643259.47	58616171.83
<b>ρ (%)</b>	35	41	37	43	44	50
<b>Ep (cm)</b>	-92.24	-123.76	-102.38	-143.29	-87.05	-133.02

Figure 1Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

**VII. 5. Pertes de tension**

**VII. 5.1. Introduction**

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes 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. Ces pertes sont :

- **Les pertes instantanées :** Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux

-Frottements.

-Recul des encrages.

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

➤ **Les pertes différées** : Elles se produisent durant l’exploitation de l’ouvrage, elles sont dues aux :

-Retrait de béton.

-Relaxation des aciers.

-Fluage du béton.

**VII. 5.2. Pertes instantanées**

**VII. 5.2.1. Perte par frottement**

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n’importe quel point d’abscisse x, après la mise en tension est :

$$\sigma p(x) = \sigma p0 - \sigma p0 * e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec :

**σp0** : Tension à l’origine σp0=1416mpa

**f** : Coefficient de frottement angulaire. f = 0.18 rd<sup>-1</sup>(Source BPEL)

**α** : Somme des angles du point étudié d’abscisse (x) à l’ancrage.

**φ** : Coefficient de frottement linéaire. = 0,002m<sup>-1</sup> (Source BPEL)

Donc la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma p0 - \sigma p0 * e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Section	α		σp0 (MPa)	0L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
	°	rd		X	Δσφ	X	Δσφ	x	Δσφ	x	Δσφ
Câble 1	5	0.087	1416	0	0	1	24.78	10	49.60	20	76.67
Câble 2	10	0.174	1416	0	0	1	46.41	10	70.83	20	97.48
Câble 3	15	0.262	1416	0	0	1	67.93	10	91.97	20	118.2
Câble 4	18	0.314	1416	0	0	1	80.49	10	104.31	20	130.29

**Tableau VII 7:** Perte par frottement

**VII. 5.2.2. Perte par recul d’ancrage**

Ces pertes corresponde à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d’ancrages lors de la détensions 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. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé. Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

Pour tous les câbles :

La tension à l'origine :  $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1416 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$$

Avec :  $\alpha=0$  en tronçon rectiligne

$G= 8.5\text{mm}$

$E_p=2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$G \times E_p = 8.5 \times 1.9 \times 10^5 = 1615 \text{ MPa}$

➤ **Câble n° 01 :**

La tension pour chaque point B, C, D :

$$\sigma_B = 1416 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1413.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 6.58) = 1375.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 20) = 1337.18 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1416 - 1413.16) \times \frac{1}{2} = 1.42 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1413.16 - 1375.19) \times 1 = 40.81 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1413.16 - 1375.19) \times \frac{5.58}{2} = 105.93 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1375.19 - 1337.18) \times 6.58 = 250.10 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1375.19 - 1337.18) \times \frac{13.42}{2} = 255.04 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 653.3 = 1306.6 \text{ MPa.m}$$

**On remarque que:**

$\delta E_p > S \Rightarrow$  il se produit une chute de tension  $\Delta \sigma_m$

$$\delta E_p = S_T + \Delta \sigma_m \times AD \Rightarrow \Delta \sigma_m = \frac{\delta E_p - S_T}{AD} = \frac{1615 - 1306.6}{20} = 15.42 \text{ MPa}$$

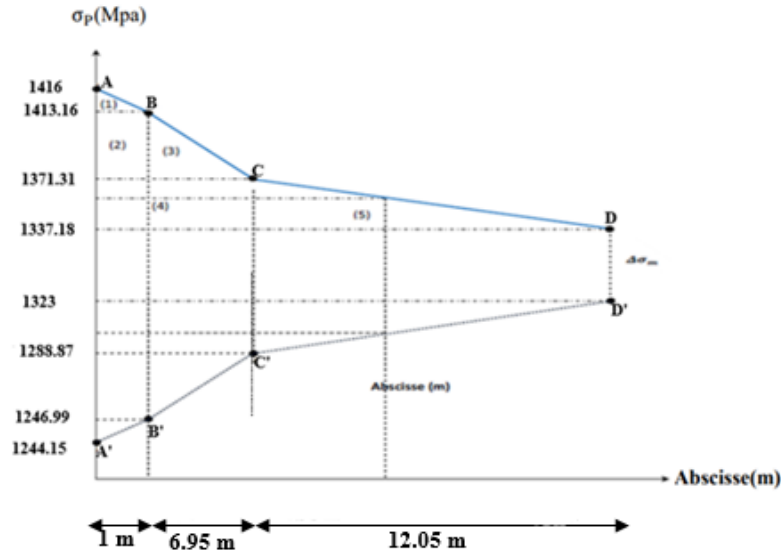


Figure VII 4: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

➤ Câble 02 :

$$\sigma_A = 1416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = 1416 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1413.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 6.61) = 1375.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 20) = 1337.18 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1416 - 1413.16) \times \frac{1}{2} = 1.42 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1413.16 - 1375.10) \times 1 = 38.06 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1413.16 - 1375.10) \times \frac{5.61}{2} = 106.75 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1375.10 - 1337.18) \times 6.61 = 250.65 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1375.10 - 1337.18) \times \frac{13.39}{2} = 253.87 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 650.75 = 1301.5 \text{ MPa.m}$$

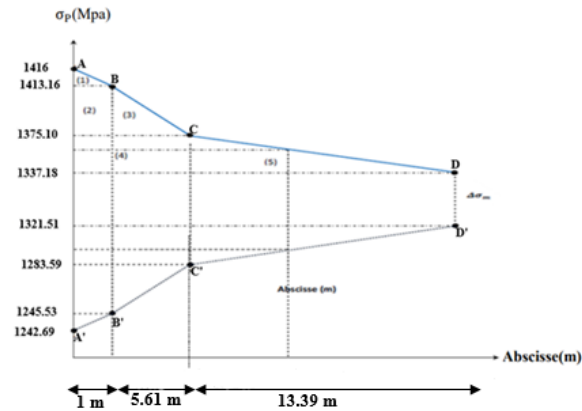


Figure VII 5 :diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

➤ **Cable 03 :**

$\sigma_A=1416MPa$

$\sigma_B = 1416 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1413.16MPa$

$\sigma_C = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 7.31) = 1373.12 MPa$

$\sigma_D = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 20) = 1337.18MPa$

➤ **Calcul des aires**

$S_1 = (1416 - 1413.16) \times \frac{1}{2} = 1.42 MPa.m$

$s_2=(1413.16-1373.12) \times 1 = 39.88Mpa.m$

$S_3 = (1413.16 - 1373.12) \times \frac{6.31}{2} = 125.82MPa.m$

$S_4 = (1373.12 - 1337.18) \times 7.31 = 262.72MPa.m$

$S_5 = (1373.12- 1337.18) \times \frac{12.59}{2} = 228.03 Mpa.m$

$S = 2 \times \sum Si = 2 \times 657.87 = 1315.74 MPa.m$

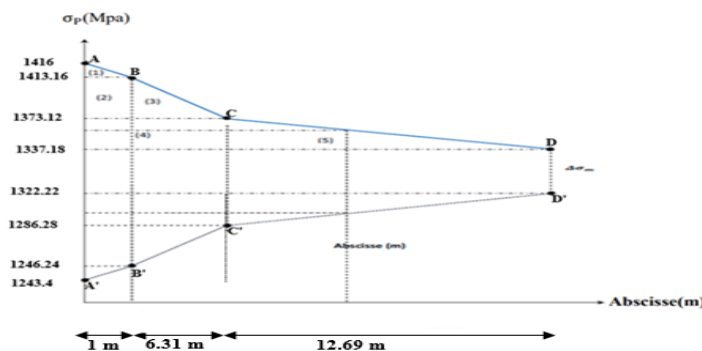


Figure VII 5:diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

➤ Câble 04 :

$$\sigma_A = 1416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = 1416 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1413.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 7.95) = 1371.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1416 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 20) = 1337.18 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des aires

$$S_1 = (1416 - 1413.16) \times \frac{1}{2} = 1.42 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1413.16 - 1371.31) \times 1 = 41.85 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1413.16 - 1371.31) \times \frac{6.95}{2} = 145.42 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1371.31 - 1337.18) \times 7.95 = 271.33 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1371.31 - 1337.18) \times \frac{12.05}{2} = 205.63 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 665.65 = 1331.3 \text{ MPa.m}$$

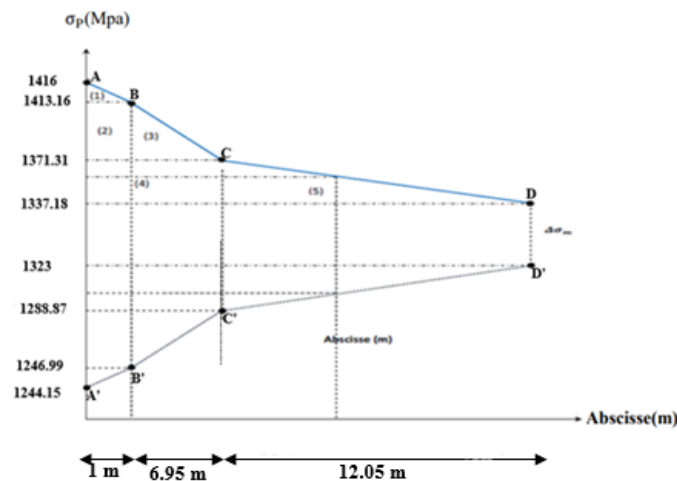


Figure VII 6: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4.

$$\Delta\sigma_m = \frac{GEp - 2 \sum S_i}{L/2}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Câble 01	Câble 02	Câble 03	Câble 04
$\Delta\sigma_m$	15.42	15.67	14.96	14.18

Tableau VII 8: Les chutes de tension.

Les valeurs de  $\sigma_p$  dans les autres diagrammes de câbles sont représentés dans le tableau suivant

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
$\sigma_p$	1416	1416	1416	1416
	1413.16	1413.16	1413.16	1413.16
	1375.19	1375.10	1373.12	1371.31
	1337.18	1337.18	1337.18	1337.18
	1321.76	1321.51	1322.22	1323
	1283.75	1283.59	1286.28	1288.87
	1245.78	1245.53	1246.24	1246.99
	1242.94	1242.69	1243.4	1244.15

**Tableau VII 9:** Valeurs de  $\sigma_p$  dans les différents diagrammes des câbles

➤ **Câble 01**

$$\Delta\sigma(x = 20m) = 15.42MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 10 m) = ( 1383.22 - 1337.18) \times 2 + 14.42 = 106.5MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 1 m) = 1413.16 - 1245.78 = 167.38MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 0 m) = 1416 - 1242.96 = 173.06MPa$$

➤ **Câble 02**

$$\Delta\sigma(x = 20m) = 15.67MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 10m) = (1361.73 - 1337.18) \times 2 + 15.67 = 64.77MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 1m) = 1413.16 - 1245.53 = 167.63MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 0 m) = 1416 - 1242.69 = 173.31MPa$$

➤ **Câble 03**

$$\Delta\sigma(x = 20m) = 14.96 MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 10m) = ( 1340.3 - 1337.18) \times 2 + 14.96 = 21.2MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 1m) = 1316.16 - 1246.24 = 69.92MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 0 m) = 1416 - 1243.4 = 172.6MPa$$

➤ **Câble 04**

$$\Delta\sigma(x = 20m) = 14.18 MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 10m) = (1337.18 - 1327.84) \times 2 + 14.18 = 32.86 MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 1m) = 1413.16 - 1246.99 = 166.17MPa$$

$$\Delta\sigma(x = 0 m) = 1416 - 1244.15 = 171.85MPa$$

Section		0.00L	1m	0.25L	0.5L
Abscisse		0m	1m	10m	20m
Câble 01	$\Delta\sigma_{pMPa}$	173.06	106.5	15.42	167.38
Câble 02		173.31	64.7	15.67	167.63
Câble 03		172.6	21.2	14.96	69.92
Câble 04		171.85	32.86	14.18	166.17
Moyenne		172.70	56.31	15.05	142.77

**VII. 5.2.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton**

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble après câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble.

De même, la mise en tension du troisième câble va entraîner le raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles ainsi de suite pour cela la mise en tension des câbles se fera au 14ème jour.

**VII. 5.2.3.1. pertes des câbles**

Chaque câble subir une perte de tension moyenne due à :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n - 1}{2n} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{Ep}{Eij} \rightarrow (BPELart 3.3.13)$$

Avec :

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

$\sigma_{bn}(x)$ : Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculées au niveau du câble moyen.

$Eij$  : Module instantané de déformation de béton j jours

$n$  : nombre de câble

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \times Ep}{Ig} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (ep)^2}{Ig}\right)$$

$Ig$ : Inertie de la poutre seule.

$ep$ : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

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

$\sigma_{pi}(x)$ : Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{3 \times Ebij} \times \frac{Mg \times ep}{Ig} + \frac{Ep}{3 \times Ebij} \times n \times Ap \times \frac{\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)}{B} \times \left[1 + \frac{B \times (ep)^2}{Ig}\right]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$B = 11777.38; I = 40395009.89; e_p = -92.24 ; A_p = 9.73 \text{cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}} = 35698.50 \text{ MPa} ; M_g = \frac{q \times x}{2} (L - x) ;$$

• Exemple de calcul à 0L

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35698.50} \times 4 \times 9.73 \times \frac{1416 - 0 - 172.70 - 0}{11777.38} \times \left[ 1 + \frac{11777.38 \times (-92.24)^2}{40395009.89} \right] = 25.37 \text{MPa}$$

Câbles	Section	0L	0.25L	1m	0.5L
	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	25.37	30.29	24.69	26.36

Tableau VII 10: Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton

Pertes instantanées totales :

$$\sigma_{pi}(x) = \Delta \sigma_{\phi}(x) + \Delta \sigma_g(x) + \Delta \sigma_{pi}(x)$$

Section		0L	1m	0.25L	0.5L
Abscisse		0	1m	10m	20
Câble 01	$\Delta \sigma_{pi}(x)$ MPa	198.43	158.97	95.31	270.41
Câble 02		198.68	135.8	116.79	291.47
Câble 03		197.97	116.82	137.22	214.48
Câble 04		197.22	138.45	148.78	322.78
Moyenne		198.075	137.51	124.52	274.78

Tableau VII 11: Pertes instantané totales à différentes sections

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

Section		0L	1m	0.25L	0.5L
Abscisse		0	1m	10m	20
Câble 01	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1217.57	1257.03	1320.69	1145.59
Câble 02		1217.32	1280.2	1299.21	1124.53
Câble 03		1218.03	1299.18	1278.78	1201.52
Câble 04		1218.78	1277.55	1267.22	1093.22

Tableau VII 12: La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

VII. 5.2.3.2. 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. la Perte due au retrait est donné par :

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

Avec :  $r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$

$$r_m = \frac{B}{\mu} \text{ ( rayonmoyendelasectioncm)}$$

$$r_m = \frac{11777.38}{608} = 19.37\text{cm}$$

**B** : aire de section.

**μ** : périmètre de la section.

**rm** : Rayon moyen de la section.

**t0** : Âge du béton à la mise en tension des câbles.

**(t)** : Le retrait du béton tel que :  $(t) = \epsilon r \times (t) = 3 \times 10^{-4}$  (nord Algérien)

	Aire (cm <sup>2</sup> )	Périmètre (cm)	Rayon (cm)
Section d'about	11777.38	608	0.074
Section médiane	6151.82	563.8	0.124

Tableau VII 13: Calcule du rayon rm

	r (14jours)	Δσ <sub>r</sub> MPa
Section d'about	0.074	52.78
Section médiane	0.124	49.93

Tableau VII 14: Les pertes dans les câbles.

### VII. 5.2.3.3.Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[ \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

**μ<sub>0</sub> = 0.43** Armature TBR (très basse relaxation) .

$\rho_{1000} = 2.5\%$  valeur de relaxation à 1000 heures.

$\Delta\sigma_{pi}(x)$ : Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$  : Contrainte de rupture garantie.

$\Delta\sigma_0 = 1416 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Les câbles	Sect ion	0L	0.25L	1m	0.5L
	$\sigma_{pi}(x) \text{ MPa}$	1217.92	1278.49	1291.47	1141.21
	$\Delta\sigma_{pi}(x) \text{ MPa}$	47.15	N 56.05	57.99	36.76

**Tableau VII 15:** Pertes par relaxation dans les câbles

**VII. 5.2.3.4 .Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »**

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte De compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même Raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \times \frac{Ep}{E_{bij}}$$

Avec :

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

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

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

- **Pertes dans les câbles :**

$$\sigma_M = \frac{Mg \times ep}{Ig} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + \frac{B \times ep^2}{Ig}\right)$$

D'après le B.P.E.L la perte différée total :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$$

$\sigma_{pi}(0.5) - \sigma_d(0.5) = \sigma_\infty(0.5)$ : Tension finale probable à la section médiane.

$q=1.00625 \text{ t.m}$  ,  $B = 6151.82$ ,  $IG=26643259.47$ ,  $Ep=-87.05$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5) = \frac{Mg \times ep}{Ig} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d}{B} \left(1 + \frac{B \times ep^2}{Ig}\right)$$

La formule devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[ 2\sigma_M - n \cdot Ap \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{Ig}\right) \right] \cdot \frac{Ep}{E_{bij}}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{fl}(0L) &= \left[ 2 \times 21.11 - 4 \times 973 \times \frac{92.05 + \Delta\sigma_{fl}}{6151.82 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{6151.82 \cdot (-87.05)^2}{26643259.47}\right) \right] \\ &\times \frac{1.9 \times 10^5}{35698.50} = 35.18 \end{aligned}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

	Section	0L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0	10m	20
Les câbles	$\Delta\sigma_d(MPa)$	$92.05 + \Delta\sigma_{fl}(x)$	$96.63 + \Delta\sigma_{fl}(x)$	$80.56 + \Delta\sigma_{fl}(x)$
	Mg (N, mm)	0	12.57	50.31
	$\sigma_{pi}(x) (MPa)$	1217.92	1291.47	1141.21
	$\sigma_M(x) (MPa)$	21.11	22.38	19.75
	$\Delta\sigma_{fl}(x)(MPa)$	35.18	33.19	32.86

**Tableau VII 16:** Pertes par fluage dans les câbles.

Pour calculer la perte totale à un instant donné intermédiaire, on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) \times \Delta\sigma_{diff}$$

Les câbles	Section	0L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0	10m	20
	$\Delta\sigma_r(MPa)$	52.78	49.93	49.93
	$\sigma_{pi}(x)(MPa)$	1217.92	1291.47	1141.21
	$\sigma_{fl}(x)(MPa)$	35.18	33.19	32.86
	$\sigma_d(x)(MPa)$	127.23	129.82	113.42

Tableau VII 17: Pertes différées totales des différentes sections

➤ La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}} \times 100$$

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}$$

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse	0m	10m	20m
$\sigma_{p\infty}(x)(MPa)$	1090.75	1161.65	1027.79
% de perte	22.96	17.96	27.41

Tableau VII 18: Pourcentage des pertes.

## VII. 6.Conclusion

Nous remarquons que la perte totale varie entre 22.96 % de  $\sigma_{p0}$  à 27.41 % de  $\sigma_{p0}$ , ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale

P0 (27% de  $\sigma_{p0}$ ).

---

# **Chapitre VIII**

## **Appareil D'Appuis**

---

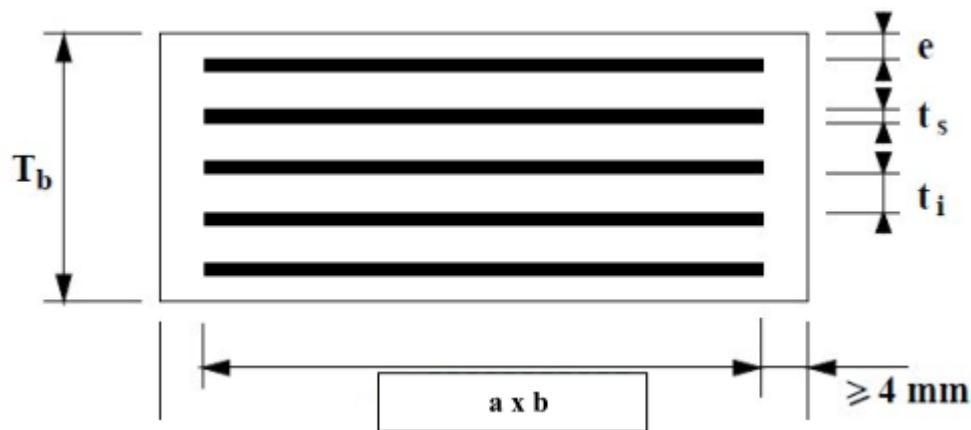
### VIII. 1. Introduction

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage, ils sont placés entre les poutres et les dés d'appuis, leur rôle est de :

- De transmettre les efforts à l'infrastructure.
- D'aborder par la rotation et distorsion, les déformations et translations de la structure.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métallique ;



**Figure VIII 1:**Définition Géométrique D'un Appareil D'appui.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- l'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

### VIII. 2. 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.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et enfin les appliquées sur notre cas de projet.

### VIII. 3. Calcul des efforts horizontaux

#### VIII. 3.1. Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0.0035 \times S)}$$

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ Cm}^2$$

**S:** surface surchargée

$$A(l) = 0.922 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0.0035 \times S)} = \frac{0.922 \times 2500}{20 + (0.0035 \times 2500)} = 80.17 \text{ t}$$
$$= 801.7 \text{ KN}$$

$$F_{A(l)} = \mathbf{801.7 \text{ KN}}$$

#### VIII. 3.2. Efforts de freinage du à surcharge BC:

Chaque essieu d'un camion de système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner  $F_{Bc} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$

#### VIII. 3.3. Hauteur de néoprène :

Avec  $\alpha$  : angle de distorsion les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{H1} = G \tan \alpha_1 = G \times \frac{U1}{T} \leq 0.5 \quad G \tan \alpha_1 < 0.5$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{U1}{T} \leq 0.5 \quad T < 2U1$$

$$U1 = D_{max} = 20 \text{ mm} \text{ (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation)}$$

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{max} = n \times (t + t_s)$$

## Chapitre VIII Appareil D'Appuis

---

Avec :  $t = 12\text{mm}$  ;  $t_s = 4\text{ mm}$

$$T_{\max} = 8 \times (12 + 4) = 128\text{ mm}$$

### VIII. 3.4. Air de l'appareil :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15\text{ MPa} \quad a \times b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

**Nmax:** Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

$$a \times b \geq \frac{198.5}{15 \times 978}$$

$$a \times b \geq 0.01323\text{ m}^2 = 132.3\text{ Cm}^2$$

→ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5 \times T \leq 10 \times T$$

$$5 \times 137 \leq a \leq 10 \times 137 \rightarrow 685 \leq a \leq 1370$$

Avec  $a < b$  on prend  $a = 500\text{mm}$  et  $b = 500\text{mm}$

### VIII. 4. Vérification

#### VIII. 4.1. Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère

$$\tau = \tau_H + \tau_\alpha + \tau_N \leq 5G = 4\text{ MPa}$$

$$G = 1.2 \quad ; \quad \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{500 \times 500}{2 \times 12(500+500)} = 11.57$$

#### VIII. 4.2. Distorsion

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{198.5 \times 978}{50 \times 50} = 77.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_m = 7.76\text{ MPa} < 15\text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \frac{7.76}{11.57} = 1.006\text{ MPa} < 4\text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

#### VIII. 4.2.1. Due au déplacement vertical lent de l'appui

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg} \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T}$$

$$T_{\max} = 128\text{mm}, U_1 = 20\text{mm}$$

$$\tau_{H1} = 1.2 \times \frac{20}{128} = 0.184\text{ MPa}$$

## Chapitre VIII Appareil D'Appuis

---

$$\tau_{H1} = 0,184 \text{ MPa} < 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

VIII. 4.2.2. Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec  $H_2$  : effort de freinage développé par Bc  $H_2 = \frac{30}{6} = 5$

$$\tau_{H2} = \frac{5 \times 100}{50 \times 50} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0,25 < 0,7G = 0,84 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

a) La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$$

$$\tau_H = 0,184 + 0,5 \times 0,25 = 0,309 \text{ MPa} < 0,84 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

VIII. 5. Rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1,5$$

$$a_t = \frac{\alpha_t + \alpha}{n}, \quad \alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{rd}, \quad \alpha = 1,12 \times 10^{-2} \text{rd}$$

$n$  : nombre de feuillets

$$a_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 1,12 \times 10^{-2}}{8} = 1,775 \times 10^{-3} \text{rd}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{1,2}{2} \left( \frac{0,5^2}{0,012^2} \right) 1,775 \times 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = 1,848$$

Finalemment

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha$$

$$\tau = 0,309 + 1,006 + 1,848 = 3,163 < 5G (6 \text{ MPa})$$

Condition vérifiée

VIII. 5.1. Condition de non cheminement

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \frac{KG}{cm^2}$$

## Chapitre VIII Appareil D'Appuis

---

$$\sigma_{min} = \frac{77.5 \times 10^{-2}}{0.5 \times 0.5} = 3.1 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

### VIII. 5.2. Condition de non glissement

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{3.1}$$

$$f = 0.184$$

$$H < f \times N = 0.184 \times 77.5 = 14.26 \text{ t}$$

H due à la déformation lente :

$$H = \frac{77.5}{2 \times 8} = 4.843 \text{ t}$$

$$4.843 \text{ t} < 14.26 \text{ t}$$

Condition vérifiée

### VIII. 6. Dimensionnement des frettes

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\sigma_m \times a}{\sigma_e \beta} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{3.1 \times 500}{215 \times 11.57} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$t_s = 0.623 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

### VIII. 7. Conclusion

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 500 x 500 x 128.

### VIII. 8. Joints de chaussée

#### VIII. 8.1. Introduction

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers. Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence { une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

✓ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus. Absence de bruits de vibrations.

✓ **Résistance :**

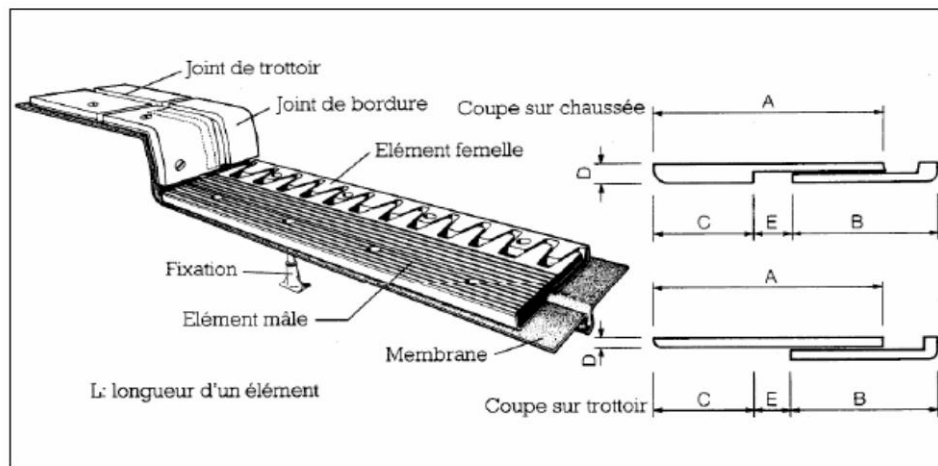
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✓ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✓ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



**Figure VIII 2:** Détail de joints de chaussée

---

# **Chapitre IX**

## **Etude des piles**

---

**IX. 1. Choix de la morphologie**

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même du site d'implantation de l'ouvrage. Et différentes types de sollicitation agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant un ravin, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de fûts à section circulaire.

**IX. 2. Dimensionnement des piles: « PP.73 piles et palées \_ Appuis des tabliers \_ »****IX. 2.1. Chevêtre**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts, un chevêtre est indispensable lorsque les points d'appui, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des colonnes ou des poteaux : le chevêtre assure alors le transfert de descentes de charge et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, efforts centrifuges, etc.. .); il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui

- **Longueur** :  $L = 14.00$  m
- **Largeur** :  $l = 6.60$  m.
- **Hauteur** :  $1.60 \text{ m} \leq H \leq 2.19 \text{ m}$  donc :  $H = 1.89$  m.

**IX. 2.3. Fûts**

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes (Voir figure 01) :

Un diamètre fixe à 1.60 m et des hauteurs variables, la pile la plus haute est de : 16.10 m

**IX. 2.4. Semelle**

- **Epaisseur d** : 2.00m
- **Largeur**: 6.00m
- **Longueur**: 14.00 m.
- **Béton de propreté**: 0.10 m.

Description des piles On utilise des pieux de diamètre  $\varnothing = 1,2$  m (Fondation profonde).

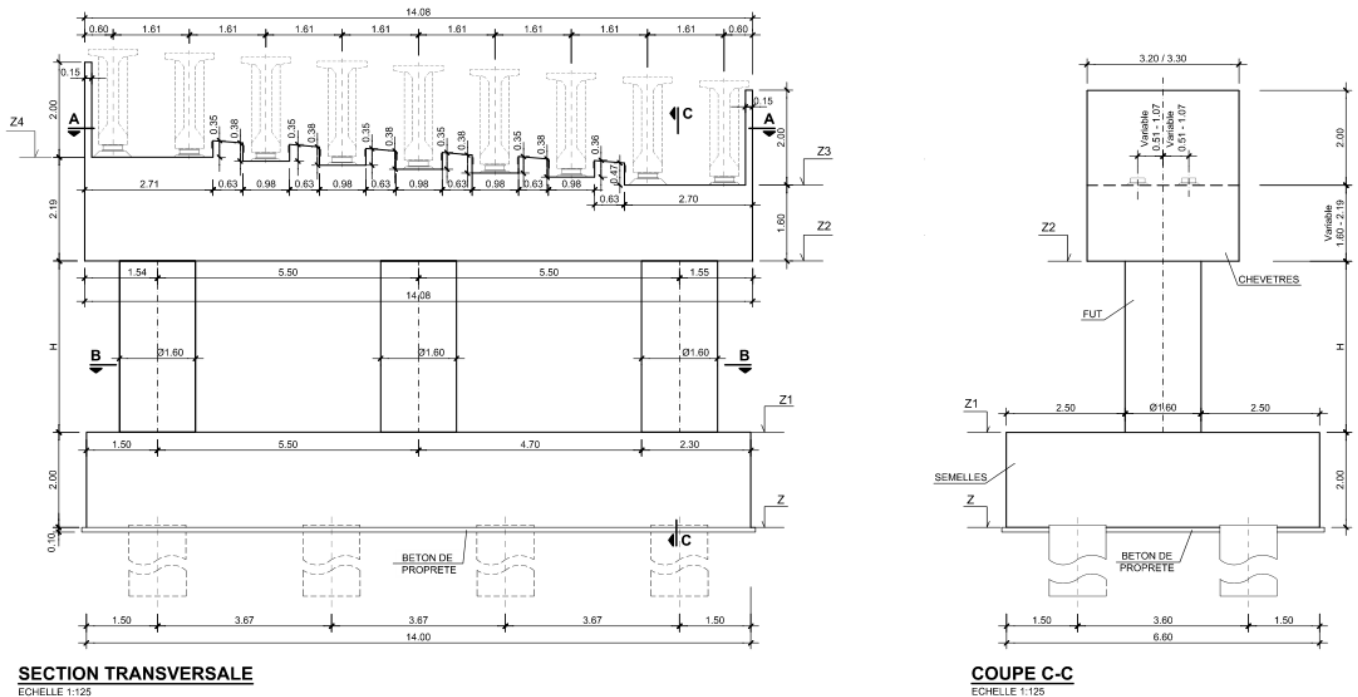


Figure IX 1: Coupe sur la pile

## IX. 2.5. Ferrailage

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile 2 de hauteur  $H=16.10$  m qui est la plus élancée.

## IX. 2.5. Combinaisons de charges

Les charges appliquées sont :

- G : La charge permanente.
- V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée)
- W : La charge du vent.
- FF : la force de freinage.
- Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

## IX. 2.6. Combinaisons sont les suivantes

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- E.L.S =  $G+V+W+FF$
- E.L.U =  $1,35(G+V) + 1,5(W+FF)$
- E.L.A =  $G+V+EX$
- $G+V+EY$

## IX. 3. Application numérique

## IX. 3.1. Poids propre du chevêtre et des fus

## ➤ Calcul des volumes

## ➤ Chevêtre

$$V_{chevetre} = L \times l \times H = 14.08 \times 6.6 \times 1.89 = 175.63 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = V_T \times \rho_{\text{Béton}}$$

$$P_{Pr} = 175.63 \times 2.5 = 351.24 \text{ t}$$

$$P_{chevetre} = \frac{351.24}{14.08} = 24.94 \text{ t}$$

## ➤ Fus :

$$V_{fut} = 3.14 \times 1.60^2 \times 16.10 = 129.41 \times 3 = 388.23 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = V_p \times \rho_{\text{Béton}}$$

$$P_{Pr} = 388.23 \times 2.5 = 970.57 \text{ t}$$

## ➤ Semelle :

$$V_{semelle} = 6.6 \times 14 \times 2 = 184.8 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = V_p \times \rho_{\text{Béton}}$$

$$P_{Pr} = 184.8 \times 2.5 = 462 \text{ t}$$

## ➤ Evaluation des charges et surcharges :

## La charge permanente G :

$$G = 760 \text{ t}$$

- Charge verticale : chevêtre + pile =  $444.02 + 970.57 = 1414.59 \text{ t}$
- Charge du vent :  $W = 0.2 \text{ t/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :
- Charge horizontale : force de freinage :  $F_F = 16.06 \text{ t}$
- Séisme :

$$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 760 + 1414.59 = 2174.59 \text{ t}$$

$$G = 2174.59 \text{ t}$$

{ Ey : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.  
 { Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

{ Ex :  $\pm 0.2 \cdot G = 0.2 \cdot 2174.59 = 434.91 \text{ t}$   
 { Ey :  $\pm 0.06 \cdot G = 0.06 \cdot 2174.59 = 130.47 \text{ t}$

## IX. 4. combinaisons

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

$$ELS = G + V + W + F_F$$

$$ELU = 1.35 (G + V) + 1.5 (W + F_F)$$

$$ELA = G + V + E_x$$

$$G + V + E_y$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	<b>ELS</b>	<b>ELU</b>	<b>ELA</b>
<b>N<sub>x</sub></b>	1430.85	1934.08	1849.1
<b>M<sub>y</sub></b>	43.03	31.88	1016.65

**Tableau IX 1:** Les sollicitations maximales obtenues.

**IX. 5. Ferrailage en flexion composée**

➤ **A l'ELU on a :**

$$\begin{cases} M_u = 31.88 \text{ t.m} \\ N_u = 1934.08 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Et à l'ELS on a :**

$$\begin{cases} M_u = 43.03 \text{ t.m} \\ N_u = 1430.85 \text{ t} \end{cases}$$

**Et à l'ELS on a :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{43.03}{1430.85} = 0.74 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 16.10 = 11.27 \text{ m}$$

**Avec :**  $l_f$ : Longueur de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{1.89} = \frac{11.27}{1.89} = 5.96 < \max\left\{15; \frac{20 \times e_1}{h}\right\} = 19.04 \text{ verifier}$$

$h$  : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Donc on va calculer avec la méthode forfaitaire :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\{2\text{cm}; 6.44 \text{ cm}\} = 0.0644 \text{ m}$$

$$e_1 = 3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \varphi \times \alpha)$$

$$e_1 = 3 \times \frac{11.27^2}{10^4 \times 1.89} \times (2 + 2 \times 0.740) = 0.07 \text{ m}$$

**Avec :**  $\alpha$  Moment de premier ordre du aux charge permanentes et quasi permanentes divisé par le moment total du 1er ordre (avant application des coefficients de pondération)

**Tel que :**  $\alpha = \frac{43.03}{31.88} = 1.34$

$\varphi = 2$ , rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e = e_1 + e_2 + e_\alpha = 0.07 + 0.74 + 0.0644 = 1.45 \text{ m}$$

$$M_u = N \times e = 1430.85 \times 1.45 = 2074.70 \text{ t.m}$$

**Donc :**

$$\begin{cases} M_u = 2074.70 \text{ t.m} \\ N_u = 1430.85 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Poids propre du tablier**

$$P_t = 2 * \left( \frac{P_G}{2 * n} \right) = 2 * \left( \frac{760}{2 * 9} \right) = 84.44 \text{ t}$$

Avec :

**n:** Nombre de poutre.

**P<sub>G</sub> :** Poids total du tablier

➤ **Efforts transmis par la surcharge D240**

$$Q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/Poutre} = q_{D240} * (\Omega_1 + \Omega_2) * K_{\alpha_{max}} / n$$

$$P_{D240/Poutre} = 12,903 * (15,251) * \frac{1,8598}{9}$$

$$P_{D240/Poutre} = 40,66 \text{ t}$$

IX. 6. Calcul des sollicitations aux états limitent

Poids du tablier : $P_g(MN)$		0,844 t
Poids du chevêtre : $P_{ch}(MN / m)$		0,2494
Poids de surcharge : $P_{D240}(MN)$		0,4066
ELU	$P_U = 1,35 * (P_g + P_{D240})(MN)$	1.688
	$g_U = 1,35 * g_c(MN / ml)$	0,3366
ELS	$P_{ser} = (P_g + P_{D240})(MN)$	2.0246
	$g_{ser} = g_c(MN / ml)$	0,2494

Tableau IX 2: Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

IX. 6.1. Calcul des sollicitations

Il faut savoir en premier temps si on peut appliquer la R.D.M tout en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec :

- h : la hauteur du chevêtre  $h = 1,89m$
- L : l'entraxe des fûts  $l = 5.5m$

$$0,033 \leq 0,34 \leq 0,2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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 :

$$R_i = \frac{P * K_i}{\sum K_i} * [1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i * y_i^2)} * e * y_i]$$

Avec :

- $R_i$ : La réaction d'appui.

- $P$  : La résultante des charges.
- $y_i$  : L'excentricité de  $R_i$  par rapport au barycentre.
- $e$  : 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 d'appui(futs)

$$\begin{cases}
 R_U = \frac{1}{n} * [(P_U * n_p) + (g_u * L)] = \frac{1}{3} * [(1.688 * 9) + (0.3366 * 14.08)] = 9.849 \text{ MN} \\
 R_S = \frac{1}{n} * [(P_S * n_p) + (g_S * L)] = \frac{1}{3} * [(2.0246 * 9) + (0,2494 * 14.08)] = 9.585 \text{ MN}
 \end{cases}$$

**IX. 7. Ferrailage du chevêtre**

L'étude de chevêtre est faite sur deux étapes, une étude à la flexion et une étude à la torsion.

**IX. 7.1. Ferrailage longitudinal du chevêtre**

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable. (Les valeurs suivants sont tires depuis les chapitres précédents).

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $F_e E = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_b = 1,5$
- $h = 1,89 \text{ m}$
- $d = 0,9 * h = 1,70 \text{ m}$
- $b_0 = 6.6 \text{ m}$

	ELU		ELS	
	Sur appuis	A mi travée	Sur appuis	A mi travée
M(t.m)	12.92	7.24	9.70	8.01
T (t)	10.56	6.06	7.17	5.6

**Tableau IX 3:** Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.

IX. 7.2. Ferrailage du chevêtre a la flexion

IX. 7.2.1. Armature Longitudinale

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

➤ Section d'armature inferieur :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.92 \times 10^4}{660 \times 170^2 \times 17} = 0.039 < 0.34$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.039)}}{0.8} = 0.049$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 1.7(1 - 0.4 \times 0.049) = 1.66$$

$$A_i = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 211.51 \text{ cm}^2$$

Soit :17 HA40 (213.6 cm<sup>2</sup>)

Section d'armature supérieur : avec la même procédure précédente : As=155.98 cm<sup>2</sup>

Soit :20 HA 32 (160.8 cm<sup>2</sup>)

IX. 7.2.2. Armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle dans le béton

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{10.56}{6.60 \times 1.7} = 0.94 \leq \bar{\tau}_u (3 \text{ MPa}) \text{ Condition vérifié}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm :

$$\frac{A_s}{st} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

**K = 1** Pas de prise de bétonnage

Ast = 14.15

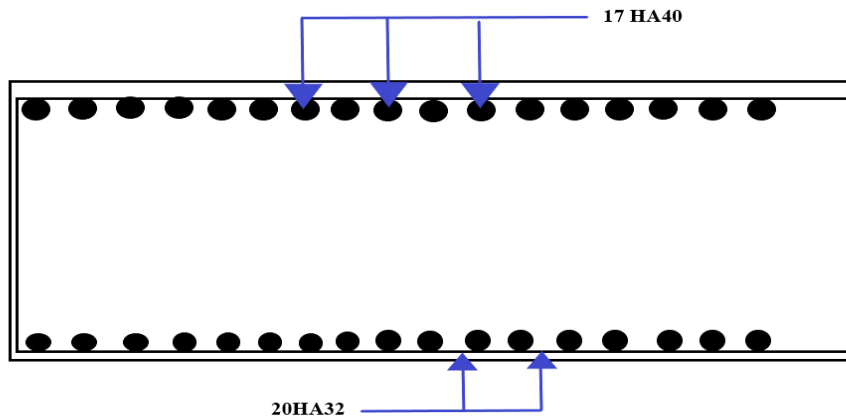


Figure IX 2: Ferrailage du chevêtre

## IX. 8. Etude du fût

Les fûts sont sollicités en flexion composée.

### IX. 8.1. Evaluation des efforts

➤ Charge permanentes :

Poids propre du tablier :

$$N_t = \frac{760}{3} = 253.33 \text{ t}$$

Poids propre du chevêtre :

$$N_c = \frac{351.24}{3} = 117.08 \text{ t}$$

Poids propre du fût :

$$N_f = 2.5 \left( \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 16.10 \right) = 80.93 \text{ t}$$

➤ Effet du séisme vertical :

$$N_s = \xi_v \times N_G = \xi_v (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0.07(253.33 + 117.08 + 80.93) = \pm 31.59 \text{ MN}$$

➤ Effet du séisme horizontal :

$$H_{s_{\text{tab}}} = 0.2 \times 253.33 = 50.66 \text{ t}$$

$$H_{s_{\text{chev}}} = 0.2 \times 117.08 = 23.41 \text{ t}$$

$$H_{S_{fut}} = 0.2 \times 80.93 = 16.18 \text{ t}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

**A I ELU :**

$$k = 1.35 \text{ (pour D240)}$$

$$k = 1.6 \text{ ( pour les autres charges )}$$

**Pour I ELS :**

$$k = 1 \text{ (pour D240)}$$

$$k = 1.2 \text{ ( autre charge )}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1.35 \times 628.84 + 1.5 \times 131.01 = 1044.315 \text{ t}$$

$$M = 16.614 \times 16.40 = 272.47 \text{ t.m}$$

➤ **Stabilité du fût au flambement :**

On doit vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.70 \cdot l_0 = 11.6$$

$$i = \frac{\emptyset}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \quad \lambda = 29$$

$$\bar{\lambda} = \max(50; \min \frac{67 \times e_0}{D} \times 100) = 50$$

$$\lambda < \bar{\lambda} \text{ ( condition vérifié )}$$

➤ **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 :

$$n = \frac{N}{\pi \times R^2 \times \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \times R^2 \times \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{10.44315}{\pi \times 0.8^2 \times 30} = 0.17$$

$$m = \frac{2.724}{\pi \times 0.8^2 \times 30} = 0.04$$

$$h' = 0.096$$

$$d = 2R = 1.6 \text{ m}$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $w = 0.16$

$$w = \frac{A_s}{\pi \times R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

$$A_s = \frac{\pi \times R^2 \times f_{c28} \times w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.8^2 \times 30 \times 0.16}{400} = 241.1 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h'}{D} = 0.06$$

➤ **Condition de non fragilité :**

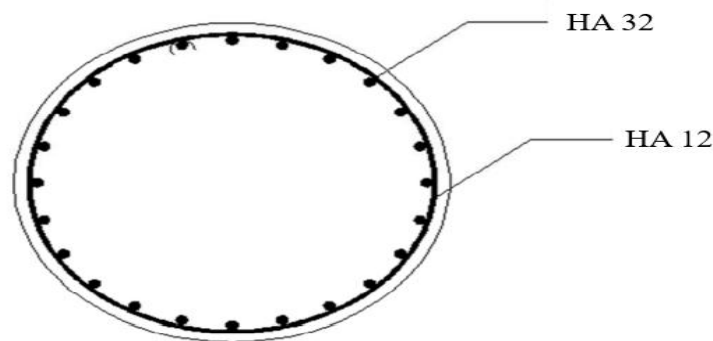
$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 79.36 \text{ cm}^2 < 241.1 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} \text{ Donc}$$

$$\phi_t \geq \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm}$$

On prend des cercles  $\phi 12$ , avec un espacement de 15 cm



**Figure IX 3:** Ferrailage de fut

## IX. 9. Ferrailage de la semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[ \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

Tel que :

$$R_{max,min} = \frac{Nu}{n} \pm \frac{Mx \times ey}{\sum ex^2} \pm \frac{my \times ex}{\sum ex^2}$$

$$L = 1400 \text{ cm}$$

$$B = 660 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$n = 8 \text{ pieux}$$

$$\sigma_s = 2 \frac{fe}{3} = 266.66 \text{ MPa}$$

D'où on aura :

$$A_s = 107.99 \text{ cm}^2$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\text{D'après le fascicule 62 titre II, } \rightarrow H_s \geq \frac{3\emptyset}{2.5}$$

$$\emptyset + H_s = 1.2 + 2 = 3.2$$

$$\frac{A_s}{3.2} = 33.74 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieure** : On prendra des armatures en **13 HA 32** avec un espacement de 15 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en 07HA25 avec un espacement de 15 cm.

**Nappe supérieure** : On prendra des armatures en **13 HA 32** avec un espacement de 15 cm.

Les armatures dans l'autre sens seront prises en 07 HA 25 avec un espacement de 15 cm.

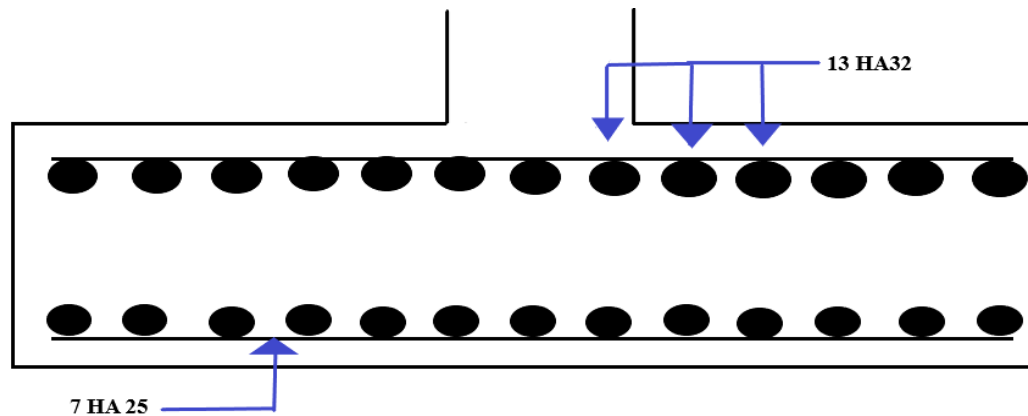


Figure IX 4: ferraillage de la semelle

## IX. 10. Etude des pieux

Vu l'importance des efforts à transmettre au sol en passant par un sol moyen, il faut étudier des fondations profondes sur des pieux forés disposés en fils symétriques pour atteindre le substratum résistant.

### IX. 10.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 14.5 m de longueur, et de diamètre  $\Phi = 1,2$  m

**Nb :** Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

### IX. 10.2.Vérification des distances entre axes

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier :

$$L \geq 0.75 (2d) \longrightarrow 3.67 \geq 1.8 \quad \text{condition vérifiée}$$

**d :** diamètre de pieu = 1,20m.

**L :** l'entraxe = 3,67 m

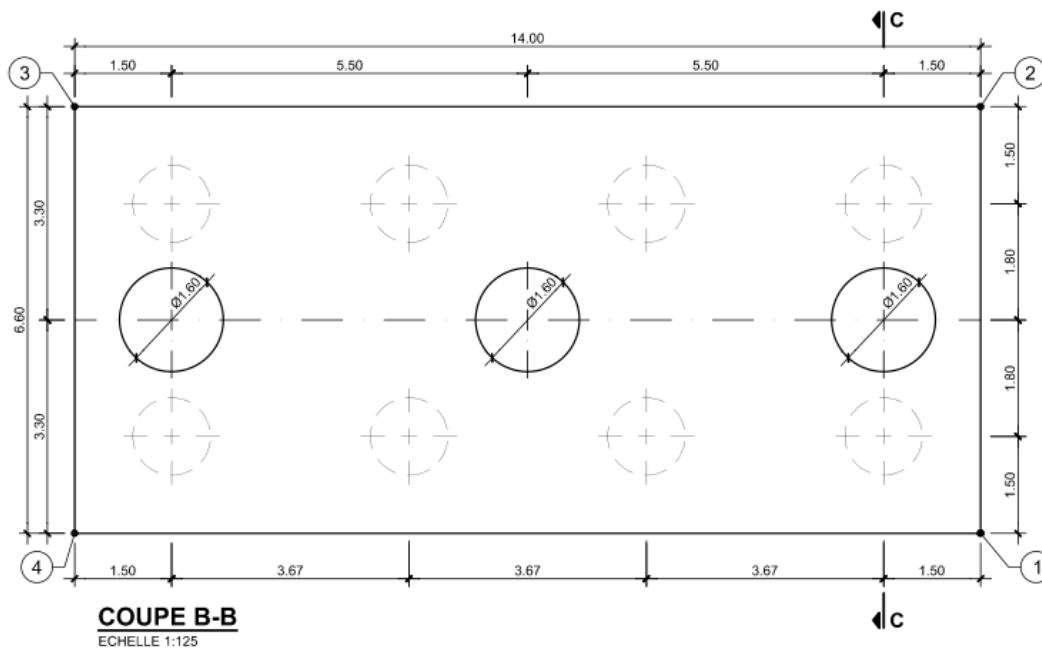


Figure IX 5: Disposition des pieux au niveau de la pile.

## IX. 11. Ferrailage des pieux

On ferraille le pieu le plus sollicité, on considère qu'il est articulé au sol et encastre dans la semelle et généralement le ferrailage des pieux se fait dans la plus part des cas en compression simple.

### IX. 11.1. L'état limite de stabilité de forme

$$L_f = 0.7 \times 14.5 \text{ m} = 10.15 \text{ m}$$

Elancement :

$$\lambda = \frac{4 \times 10.15}{1.2} = 33.83 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right) \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{33.83}{30}\right) \times \left(\frac{33.83}{30}\right)} = 0.68$$

On calcule :

$$B' = \frac{\pi}{4} \times (d - 0.02)^2 = 1.08 \text{ m}^2$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow A_s = \frac{1.15}{f_e} \left[ \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{1.35} \right]$$

On aura :  $A_s < 0$ , on procède ainsi :

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pieu est ferrillé en flexion composée donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée.

D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**), le ferrillage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égale à 1% de la surface du pieu.

Avec :

$$A_{min} = 0.01 \cdot \Phi^2 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$A_{min} = 0.01 \cdot (120)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 113.04 \text{ cm}^2$$

On prendra **24HA25** avec un espacement de :

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot R}{n} = 15 \text{ cm}$$

**Avec :**

**n** : nombre d'armatures

➤ **Armatures transversales :**

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

**On prendra**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

Soit **31 HA16**

$\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\Phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

Avec : Un espacement de  $\left[ \begin{array}{l} \mathbf{10cm} \text{ en zone critique.} \\ \mathbf{30cm} \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$

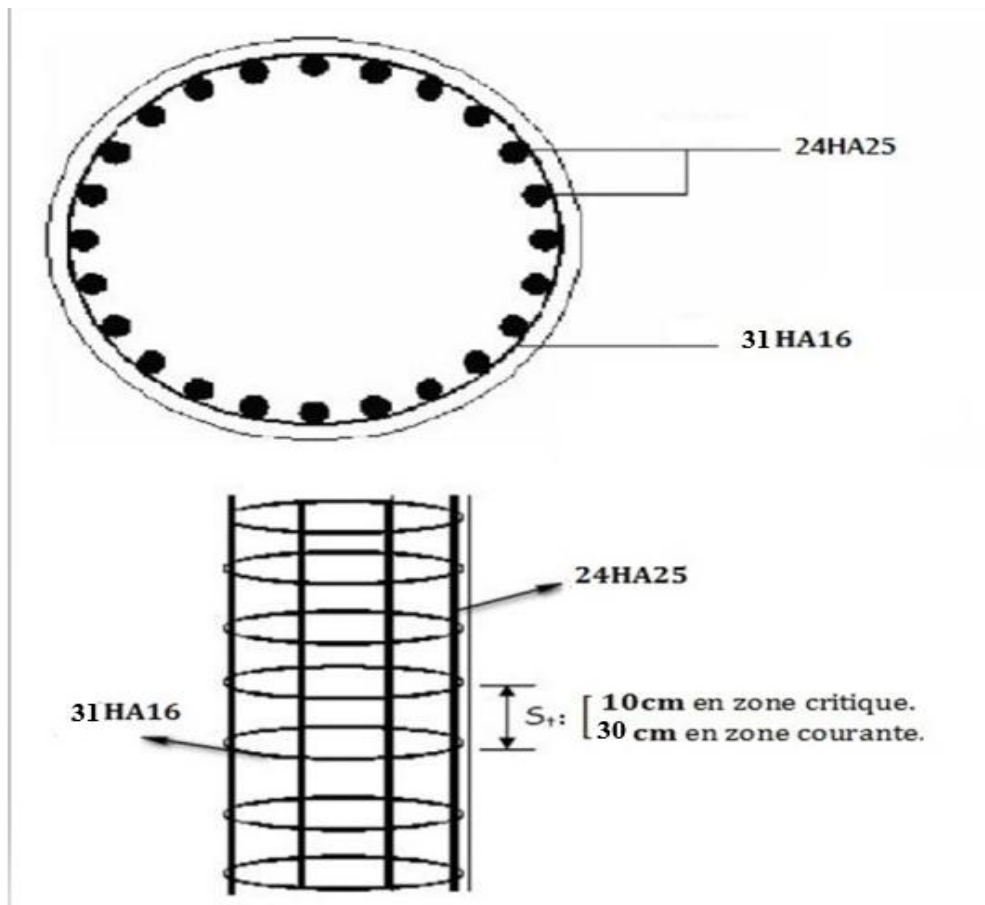


Figure IX 6: Ferrailage du pieu

---

# **Chapitre X**

## **Etude des culées**

---

## X. 1. Introduction

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

- **La fonction mécanique :** Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

- **La fonction technique :**

- La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :
- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

## X. 2. Choix de la morphologie

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. La raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

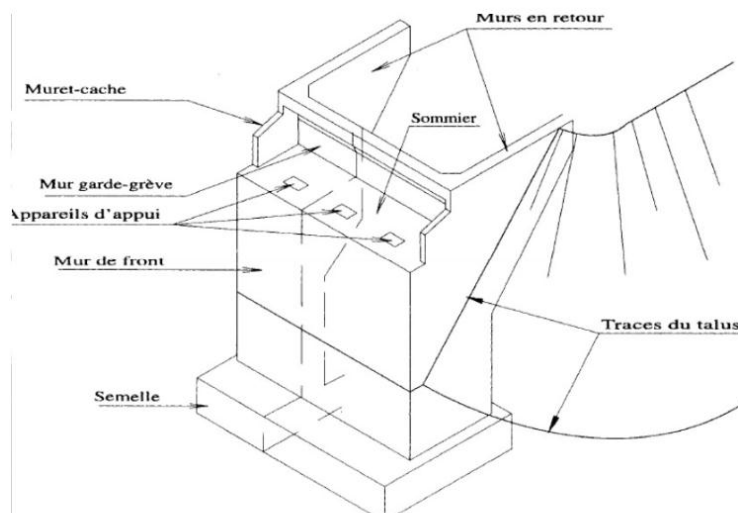
La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommet d'appuis sur lequel repose l'about de tablier dans le cas de la culée remblayée, il est intégré au mur de front sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.

- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.

- Les murets-cache : on dispose généralement des murets-cache aux extrémités latérales des têtes de culée, ils permettent de protéger les appareils d'appuis des terres lorsque la trace du remblai extérieurs recoupe la partie basse du tablier, ces murs ont une fonction esthétique .
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.



**Figure X 1:**exemple classique d'une culée

**X. 3. Pré-dimensionnement de la culée**

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*.

Pré dimensionnement des culées :

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute,

**a) Mur garde grève :**

- Hauteur :  $H = 2.50$  m.
- Épaisseur :  $E = 0,65$  m.
- Longueur : c'est celle du tablier =  $14.30$ m.

**b) Mur de front :**

- Hauteur : 6.91
- Épaisseur :  $e_f = 1,50\text{m}$ .
- Longueur : C'est celle du tablier = 14.30

**c) La semelle :**

- Épaisseur : 2 m.
- Largeur : 7.6 m.
- Longueur : 15.60 m.
- Ancrage : 0,50m.
- Béton de propreté : 0,10 m.
- On utilisé des pieux de diamètre  $\Phi = 1,2$  m (Fondation profonde)

**d) Mur en retour :**

- Hauteur : 7. 33m
- Épaisseur :  $e_f = 0.65\text{m}$ .
- Longueur : 4 .55 m

**e) Dalle de transition :**

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

- Hauteur : 0.35 m
- Largeur : 5 m
- Longueur : 14.30 m
- Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **10%**.

**f) Le corbeau :**

- Hauteur : 0.65 m.
- Épaisseur : 0.30 m.
- Longueur : 14.30 m.

**X. 4.Évaluation des efforts sollicitant la culée**

**X. 4.1. Détermination du coefficient de poussée  $k_{ah}$  :**

$$k_{ah} = \frac{\cos^2 (\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\delta-\alpha-\beta)\cos(\alpha+\beta)}})} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :  $\varphi = 33^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

$$tg\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v} \quad \Rightarrow \quad \theta = arctg\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v}\right)$$

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action de séisme	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_v$	k	$k_{ah}$
Condition normal	0	0	1	0.987
Condition sismique	0.2	0.07	1.070	1.056
	0.2	0.07	0.951	1.004

**Tableau X 1:** Coefficient de poussées

**X. 4.2. Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les

Trois cas existants :

Désignation	$\varepsilon_H$	P(t)	$\varepsilon_H \times P$	$\varepsilon_v$	$(1 \pm \varepsilon_v)p$	$z_v$	$z_H$	Mr	Ms
Mur garde grève	0	58.09	0	0	58.09	1.065	4.22	0	245.13
	0.2		11.61	0.07	62.15			90.62	262.27
	0.2		11.61	-0.07	54.02			90.62	227.96
Mur de front	0	370.54	0	0	370.54	5.45	3.8	0	1408.05
	0.2		74.10	0.07	396.47			2019.44	1506.58
	0.2		74.10	-0.07	344.60			2019.44	1309.48
Mur en retour	0	54.19	0	0	54.19	5.65	6.95	0	376.62
	0.2		10.83	0.07	57.98			306.17	402.96
	0.2		10.83	-0.07	50.39			306.17	350.21
Semelle	0	592.8	0	0	592.8	0	3.8	0	2252.64
	0.2		118.56	0.07	634.29			0	2410.30
	0.2		118.56	-0.07	551.30			0	2150.07
Poids de la	0		0	0	62.65			0	432.28

dalle de transition	0.2	62.65	12.53	0.07	67.03	11.23	6.9	703.55	462.50
	0.2		12.53	-0.07	58.26			703.55	401.99
Corbeau	0	6.97	0	0	6.97	11.23	4.9	0	34.15
	0.2		1.39	0.07	7.45			78.27	36.50
	0.2		1.39	-0.07	6.48			78.27	31.75
Des des appuis	0	0.787	0	0	0.787	0.5	3.8	0	2.99
	0.2		0.157	0.07	0.84			0.39	3.19
	0.2		0.157	-0.07	0.73			0.39	2.77

Poids des terres	0	1294.35	0	0	1294.35	4.73	5.6	0	7248.36	
	0.2		258.87	0.07	1384.95			6122.27	7755.72	
	0.2		258.87	-0.07	1203.64			6122.27	6740.38	
Poussée des terres	Mur GG + MF	481.53 597.03 581.03	481.53	481.53			4.25	2046.5	/	
			597.03	597.03				2537.38	/	
			581.03	581.03				2469.38	/	
	Semelle	14.93 18.51 18.01	14.93	14.93				0.4	5.972	/
			18.51	18.51					7.404	/
			18.01	18.01					7.204	/
Poids des surcharges	Mure GG + MF	54.64 67.75 65.93	54.64	54.64			5.78	315.82	/	
			67.75	67.75				391.6	/	
			65.93	65.93				381.08	/	
	Semelle	9.951 12.34 12.01	9.951	9.951			0.6	5.971	/	
			12.34	12.34				7.404	/	
			12.01	12.01				7.206	/	
total	\	\	561.05		3232.63	56.53	51	2374.26	12000.22	
			1183.67					3137.87	12264.49	12840
			1165.02					2781.23	11085.85	11214.61

Tableau X 2: Valeurs des moments dus à la poussée des terres

- Poids des Poussée des terres

$$Ps = \frac{1}{2} (Ka \times v \times \gamma)$$

$\gamma$  : densité de remblai

$Ka$  : coefficient des poussées

$V$  : le volume des poussées

- Les valeurs des moments et les efforts globaux :

Désignation	$\varepsilon_H \times P$	$(1 \pm \varepsilon_V)p$	Mr (t .m)	Ms (t .m)
Total	561.05	3232.63	2374.26	12000.22
	1183.67	3137.87	12264.49	12840
	1165.02	2781.23	11085.85	11214.61

Tableau X 3: Valeurs des moments et les efforts globaux

**X. 5. Vérification de la culée**

**X. 5.1. Vérification au glissement :**

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5.

Donc on doit vérifier que :  $\delta = \frac{\sum(1 \pm \varepsilon_V)p}{\sum \varepsilon_H \times P} tg\varphi > 1.5$

C.S : en condition sismique le C.S.G vaut 1.

Donc on doit vérifier que :  $\delta = \frac{\sum(1 \pm \varepsilon_V)p}{\sum \varepsilon_H \times P} tg\varphi > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Conditions	$\sum \varepsilon_H \times P$	$\sum (1 \pm \varepsilon_V)p$	$\delta$	$\varphi$	C.S.G	Vérification
C.N	561.05	3232.63	3.74	33	1.5	Vérifié
H+V <sup>-</sup>	1183.67	3137.87	1.77	33	1	Vérifié
H+V <sup>+</sup>	1165.02	2781.23	1.55	33	1	Vérifié

Tableau X 4: Valeurs de vérification glissement

**X. 5.2. Vérification au renversement**

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5.

Donc on doit vérifier que

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1.5$$

C.S : en condition sismique le C.S.R vaut 1. Donc on doit vérifier que

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1$$

Condition	$\Sigma Mr$ (t.m)	$\Sigma Ms$ (t.m)	R	C.S.G	Vérification
C.N	2374.26	12000.22	5.05	1.5	Vérifier
H+V <sup>-</sup>	12264.49	12840	1.04	1.0	Vérifier
H+V <sup>+</sup>	11085.85	11214.61	1.011	1.0	Vérifier

Tableau X 5: Valeurs de vérification au renversement

X. 5.3. Vérification au poinçonnement

C.N : on doit vérifier que :  $E_{max} = \frac{B}{6} = \frac{7.6}{6} = 1.2 > e = \frac{B}{2} - X'$

Avec :  $X' = \frac{\Sigma Ms - \Sigma Mr}{\Sigma(1 \pm \epsilon_V)p}$

B= la largeur de la semelle

C.N :  $E_{max} = \frac{B}{4} = \frac{7.6}{4} = 1.9m > e = \frac{B}{2} - X'$ .

Condition	$\Sigma(1 \pm \epsilon_V)p$	$\Sigma Ms$ (t.m)	$\Sigma Mr$ (t.m)	X'	E <sub>max</sub>	e	Vérification
C.N	3232.63	12000.22	2374.26	2.9	1.2	0.9	Vérifier
H+V <sup>-</sup>	3137.87	12840	12264.49	2.18	1.9	1.62	Vérifier
H+V <sup>+</sup>	2781.23	11214.61	11085.85	3.04	1.9	0.76	Vérifier

Tableau X 6: Valeurs de Vérification au poinçonnement

---

# **Conclusion Générale**

---

### Conclusion Générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de la faculté de génie de la construction de l'université de MOULOUD MAMMARI.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique

En fin ce projet de fin d'étude est une synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

---

# **Bibliographie**

---

## Référence Bibliographie

### Ouvrage :

- *Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II)*. Catalogue Freyssinet ;
- *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) ;
- *Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes"* (Edition 1971) ;
- *Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension ;*
- *Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER*. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- *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) ;*
- *Règles B.P.E.L 91, EYROLLES, (Edition 1993) ;*

### Thèse :

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP

### Sites internet :

- [www. Setra. Fr](http://www.Setra.Fr) ;
- [www. Freyssinet. com](http://www.Freyssinet.com).

### Cours :

- Cours béton précontraint, Master I et Master II ;
- Cours de pont, Master I.
- Cour béton armée

### Logiciels :

- Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD2010, pour les dessins.
- Robot autodesk (logiciel de calcule et de modélisation )
- Outil de Capture, pour le traitement des photos.

---

# **Annexes**

---

## Annexes I

## Etat-limite ultime de résistance

TABLEAU 6 - Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées,  
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

$\mu$	$\alpha$	$\beta$	1 000 $\epsilon_s$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	1 000 $\epsilon_s$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	1 000 $\epsilon_s$
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

## Etat-limite ultime de résistance

diagramme rectangulaire. Valeurs de  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $1000 \epsilon_s$  en fonction de  $\mu$   
voir formulaire, chapitre II-C-2.

$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$1000 \epsilon_s$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$1000 \epsilon_s$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$1000 \epsilon_s$
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Tableau 2 : Sections nominales pour un ensemble de 1 à 10 barres.

Diamètre (mm)	Sections nominales, en centimètres carrés, pour un nombre de barres égal à :									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
3,5	0,10	0,19	0,29	0,39	0,48	0,57	0,67	0,77	0,86	0,95
4	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26
4,5	0,16	0,32	0,48	0,63	0,79	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59
5	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,57	1,76	1,96
5,5	0,24	0,47	0,71	0,95	1,19	1,43	1,66	1,90	2,14	2,38
6	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,81	4,43	5,05	5,72	6,36
10	0,78	1,57	2,35	3,14	3,93	4,71	5,49	6,28	7,06	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,15	7,70	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,09	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,41
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
30	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,29	64,34	72,38	80,42
40	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Nal 2006 de  $R_s/\phi$

Section (cm²)	16	18	20	25	30	40	50	60
FeE 235	57,4	53,3	48,8	42,7	37,3	29,9	28,8	21,3
FeE 235	62,8	58,3	54,4	46,6	40,8	32,6	27,2	23,3
FeE 270	47,5	44,1	41,2	35,3	30,8	24,7	20,6	17,6
FeE 270	50,4	55,1	51,4	44,1	38,6	30,9	25,7	22,0

$$R_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_c}{f_s}$$

avec  $Z_s = 0,64 \frac{f_c}{f_s}$

$\gamma = 1$  mode limite

$\gamma = 1,5$  H.A.

## Etat-limite de service

Valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\mu'_1$ ,  $\mu_1$ ,  $k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

Etat-limite de service

Valeurs de  $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0669	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	31,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						

## Annexes II

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3