

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTER DE L'ENSEINGEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



*PROJET DE FIN D'ETUDES*  
En Vue D'obtention Du Diplôme Master En Génie Civil

*Option : Voies et Ouvrages d'Arts*

# Thème

*Etude d'un pont à poutres multiples en béton  
Précontraint par post-tension.*



**Etudié par : Encadré par :**

**M<sup>elle</sup> : Kheffache Rania**

**M<sup>elle</sup> : Ait Dahmane Katia**

**Mr : Adjrad Arezki**

*Promotion 2016 /2017*

# Remerciement

- ❖ *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.*
- ❖ *Nous tenons à remercier grandement Mr ADJRAD pour ses grandes disponibilités, ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire.*
  - ❖ *Nous remercions également tout le personnel de UMMTO, particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation. Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail. Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

## Dédicace

Je remercie le dieu tout puissant de  
m'avoir monté à réaliser ce modeste  
travail.

Je dédie ce dernier à mes très chers  
parents pour leur sacrifice.

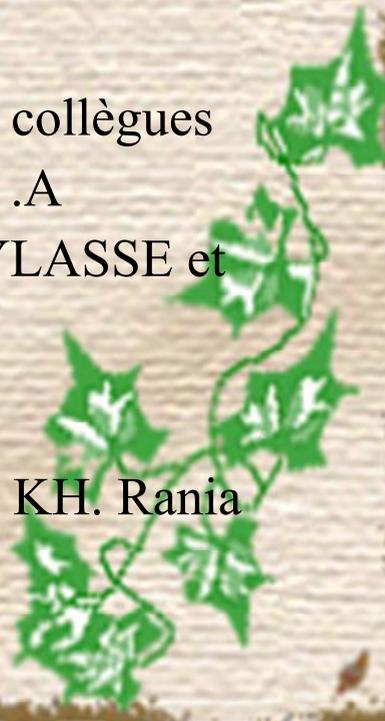
A tous ceux que j'aime et j'adore.

Ma Sœur Ouissam et ma cousine  
Nawel ainsi mes frères.

A toute ma famille et ma belle-  
famille.

Enfin à tous mes amis et collègues  
de la section V.O .A  
particulièrement MASSYLASSE et  
MOHEND.

KH. Rania



## Dédicace

Je remercie le dieu tout puissant de  
m'avoir monté à réaliser ce modeste  
travail.

Je dédie ce dernier à mes très chers  
parents pour leur sacrifice.

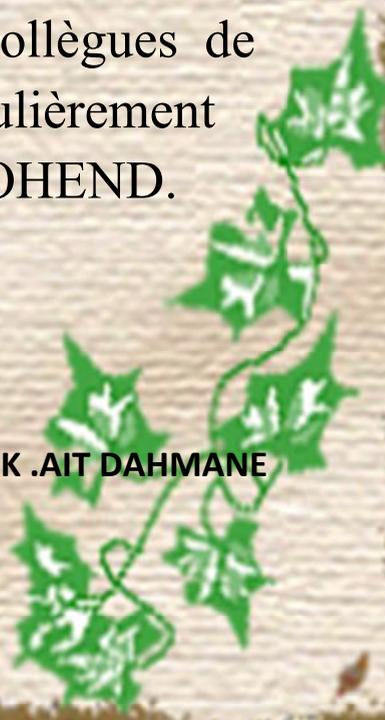
A tous ceux que j'aime et j'adore.

Mes Sœurs et mes cousines ainsi mes  
frères.

A toute ma famille et ma belle-famille.

Enfin à tous mes amis et collègues de  
la section V.O .A particulièrement  
MASSYLASSE et MOHEND.

**K .AIT DAHMANE**



# SOMMAIRE

<b>Introduction générale :</b> .....	1
<b>Généralité :</b> .....	2
<b>Historique</b> .....	8
<b>CHAPITRE I : Présentation et description de l'ouvrage.</b>	
I-Introduction .....	10
I-1-Présentation du projet .....	10
I-2- Donnée fonctionnelle.....	11
I-2-1-Le tracé en plan.....	11
I-2-2-Profil en long.....	11
I-2-3- Profil en travers.....	12
I-3- Données naturelles .....	12
I-3-1-Données géomorphologique.....	12
I-3-2-Données sismologique .....	12
I-3-3-Données climatiques.....	12
I-3-3-1-La température .....	12
I-3-3-2-La neige.....	13
I-3-3-3-Le vent.....	13
I-4- Données géotechnique .....	13
Conclusion .....	15
<b>CHAPITRE II : Choix du type d'ouvrage.</b>	
Introduction	
II-1- Critères de choix du type d'ouvrage.....	16.
II-2-Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage.....	16
II-3-Présentation de variantes.....	17
II-4- Justification du choix de la variante .....	20
Conclusion .....	21
<b>CHAPITRE III : Caractéristique mécanique des matériaux.</b>	

Introduction .....	22
III-1- Béton .....	22
III-1-1-Résistance du béton.....	22
III-1-1-a- La résistance caractéristique à la compression .....	23
III-1-1-b-La résistance caractéristique à la traction.....	23
III-1-2-Contraintes admissibles de compression du béton .....	24
III-2-Acier .....	25
III-2-1-Ancier passif .....	25
II-2-1-1-La limite élastique.....	25
III-2-1-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....	25
III-2-1-3-Contrainte limite de traction.....	25
II-2-2-Les aciers actifs.....	26
III-2-2-1-Caractéristiques géométriques .....	26
III-2-2-2-Caractéristiques mécaniques .....	26

## **CHAPITRE IV : Pré dimensionnement.**

Introduction .....	27
IV- 1-Pré dimensionnement des éléments du tablier.....	27
IV-1-1-Les poutres .....	27
IV-1-2-Epaisseur du hourdis.....	30
IV- 2-Caractéristiques géométriques des poutres .....	31
IV-2-1-Notation.....	31
IV-2-2-Caractéristiques géométriques des sections brutes.....	33
IV-2-2-1-Poutre de rives et poutre intermédiaires sans hourdis .....	33
IV-2-2-2-Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis .....	34
IV-2-3-Caractéristiques géométriques de la section nette.....	35

## **CHAPITRE V : Calcul des charges et surcharges.**

Introduction .....	37
V-1-Calcul des charges.....	37
V-1-1-Charges permanentes .....	37
V-1-1-1-Hourdis.....	38

V-1-1-2-La poutre .....	38
V-1-1-3-Les entretoises et les amorces .....	39
V-1-2-Les compléments des charges permanentes.....	40
V- 2-Calcul des surcharges .....	42
V-2-1-Système de charges A .....	43
V-2-2-Système de charges B .....	44
V-2-3-Surcharge militaire Mcl20.....	48
V-2-4-Charge exceptionnelle D240.....	48
V-2-5-Surcharge sur trottoir .....	48

## **CHAPITRE VI : Modélisation.**

Introduction .....	50
VI-1- Les cas de charge considérés .....	50
VI-2- Les combinaisons de charge .....	50
VI-3- Effort interne dans les poutres .....	51
VI-4-La poutre la plus sollicitée.....	53
VII-5 -Etude du platelage.....	54
VI-5-1-Flexion longitudinal.....	55
VI-5-2-Flexion transversale.....	56
VI-6-Franchissement de la dalle .....	56
VI-6-1-Dans le sens transversale .....	56
VI-6-2-Dans le sens longitudinal .....	60
VI-7-Etude à la torsion .....	64
VI-7-1-Effet de la torsion.....	64

## **CHAPITRE VII : Etude des entretoises d'about.**

Introduction .....	67
VII-1- Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise .....	67
VII-2- Ferraillement de l'entretoise.....	74

## **CHAPITRE VIII : Etude de la précontrainte et perte de tension.**

Introduction .....	79
VIII-1- Contraintes limites réglementaires pour la classe II .....	79

VIII-2-Dimensionnement de la précontrainte .....	79
VIII-2-1-Précontrainte minimale .....	79
VIII-2-2-Calcul du nombre de câbles.....	81
VIII-2-3-Vérification des sections .....	82
VIII-2-4-Détermination du nombre de câbles à l'about.....	83
VIII-3- Tracé des câbles .....	84
VIII-3-1-Principe de positionnement des câbles.....	84
VIII-3-2- Tracé des câbles .....	88
VIII-3-3-Câble moyen fictif.....	91
VIII-4- Caractéristiques géométriques des sections nettes .....	92
VIII-5- Fuseaux limites .....	96
VIII-6- Les pertes de tension .....	98
VIII-6-1-Les pertes instantanées .....	99
VIII-6-1-1-Pertes par frottement .....	99
VIII-6-1-2-Pertes par recule d'encrage .....	100
VIII-6-1-3-Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	102
VIII-6-2-Les pertes différées .....	105
VIII-6-2-1-Perte dus au retrait du béton.....	105
VIII-6-2-2- La perte due à la relaxation de l'acier.....	106
VIII-6-2-3-Perte due au fluage .....	107
VIII-7- Pertes différées totales et tension finale probable .....	109
Conclusion .....	110

## **CHAPITRE IX : Justification des contraintes**

Introduction .....	111
IX-1- Justification à l'E.L.S.....	111
IX-1-1-Distance des armatures de précontrainte aux parements .....	111
IX-2- Ferrailage passif longitudinal .....	115
IX-3-Justification à l'E.L.U .....	118

## **CHAPITRE X : Justification des contraintes tangentielles.**

Introduction .....	123
--------------------	-----

X-1-Justification des contraintes à l'ELS .....	123
X-1-1-Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.....	123
X-2-Justification à l'ELU .....	126
X-2-1-Armatures transversale minimales .....	126
X-2-2-Justification des armatures transversales .....	127
X-2-3-Justification des bielles de compression du béton .....	128
X-2-4-Justification des armatures longitudinales .....	128
Conclusion	

## **CHAPITRE XI : Etude de la zone d'about.**

XI-1- Zone d'appui simple d'about .....	129
XI-1-1 Justification de la bielle d'about.....	129
XI-1-2- Justification de l'équilibre du coin inférieur .....	132
XI-1-3- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes .....	133
XI-1-4- Equilibre de la zone de 1ère régularisation .....	134
XI-1-5- Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation .....	136
XI-1-6- Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.....	137

## **CHAPITRE XII : Calcul des déformations.**

### Introduction

XII-1-Calcul des flèches.....	145
XII-1-1- Flèche due au poids propre .....	145
XII-1-2- Flèche aux surcharges.....	145
XII-1-3- Contre flèche.....	145
XII-2-Calcul des rotations.....	148
XII-2-1- Sous le poids propre.....	148
XII-2-2 Sous les surcharge.....	148
XII-2-3 Sous la précontrainte .....	148
XII-2-4-Rotation résultante.....	148
XII-3- Calcul des déplacements d'appui.....	148
XII-3-1-Déplacment due à la rotation .....	148
XII-3-2-Déplacement du au retrait .....	149

XII-3-3-Déplacement du au fluage .....	149
XII-3-4-Déplacement du à la variation de la température .....	149
XII-3-5- Déplacement total.....	149

Conclusion

## **CHAPITRE XIII : Les équipements d'un pont.**

Introduction

XIII-I- Les appareilles d'appuis .....	150
XIII-1-1- Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage.....	150
XIII-1-2- Géométrie d'un appareil d'appui .....	151
XIII-1-3-Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	151
XIII-1-3-1 Effort normal de compression.....	152
XIII-1-3-2-Contrainte maximal de cisaillement.....	152
XIII-1-3-3-Distorsion .....	153
XIII-1-3-4 Rotation .....	154
XIII-I-4-Préscription réglementaire .....	155
XIII-I-4-1- Limitation de la contrainte de cisaillement .....	155
XIII-I-4-2- Limitation des contraintes moyennes de compression.....	155
XIII-I-4-3- Vérification de condition de non soulèvement.....	155
XIII-I-4-4- Condition de non cheminement .....	155
XIII-I-4-5- Condition de non glissement .....	156
XIII-I-4-6- Condition de non flambement .....	156
XIII-I-4-7-Dimensionnement des frettes.....	156
XIII-I-5- Application à notre projet.....	156
XIII-I-5-1- Calcul des efforts horizontaux.....	156
XIII-I-5-2-Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	157
XIII-I-6-1-Vérification .....	158
XIII-I-6-2-Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère .....	158
XIII-I-6-3-Distorsion .....	158
XIII-I-6-4-Rotation .....	159
XIII-I-6-5-Condition de non cheminement.....	159

XIII-I-6-6-Condition de non glissement .....	159
XIII-I-6-7-Dimensionnement des frettes.....	160
XIII-II-Joints de chaussée .....	163
XIII-II-1-Calcul du souffle des joints.....	164

## **CHAPITRE XIV : Etude de l'infrastructure**

### Introduction

XIV-1-Etude de la pile .....	163
XIV-1-1-Choix du type d'ouvrage.....	163
XIV-1-2-Pré dimensionnement de la pile .....	163
XIV-1-3-Etude du chevêtre.....	164
XIV-1-3-1-Evaluation des charges et surcharges .....	164
XIV-1-3-2-Calcul des sollicitations.....	165
XIV-1-3-3- Ferrailage du chevêtre à la flexion.....	166
XIV-1-3-4-Etude du ferrailage du chevêtre à la torsion .....	167
XIV-1-4-Etude du fut .....	169
XIV-1-4-1-Evaluation des efforts .....	169
XIV-1-4-2-Calcul des sollicitations.....	170
XIV-1-4-3-Stabilité du fut au flambement .....	171
XIV-1-4-4-Calcul d'une section circulaire en flexion composée .....	171
XIV-1-5- Etude de la semelle.....	173
XIV-1-5-1-Vérification des dimensions.....	173
XIV-1-5-2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle Etude de la semelle .....	173
XIV-1-5-3-Ferrailage de la semelle.....	175
XIV-1-6-Ferrailage pieux .....	178
XIV-2-La culée .....	183
XIV-2-1-Choix de la morphologie.....	183
XIV-2-2-Pré dimensionnement de la culée .....	183
XIV-2-3Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	184

### Conclusion générale

# Liste des figures

## CHAPITRE I :

Figure-I-1 : Situation de l'ouvrage.....	10
Figure-I-2: Le tracé en plan.....	11
Figure-I-3 : Profile en long.....	11
Figure-I-4 : Essais géotechniques.....	13
Figure-I-5 : Rapport du forage .....	14

## CHAPITRE II

Figure-II-1 : Coupe du voussoir .....	18
Figure-II-2 : Coupe transversale du tablier à poutres.....	20

## CHAPITRE III

Figure III-1:Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	23
--	----

## CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Coupe transversale d'une poutre .....	27
Figure. IV-2 : Dimensions des poutres.....	30
Figure IV-2: Caractéristiques géométriques de la poutre.....	32

## CHAPITRE V

Figure-V-1 : Dimension d'hourdis revenant aux poutres.....	37
Figure-V-2 : Coupe longitudinale de l'âme de la poutre.....	38
Figure-V-3 : Détails d'entretoise en section d'about .....	39
Figure V-4 : Corps de la chaussée.....	41
Figure V-5 : Détaille du trottoir .....	42
Figure V-6 : Disposition transversal .....	45
Figure V-7 : Disposition longitudinale.....	45
Figure V-8 : Vue en plan.....	45

Figure-V-9: Caractéristiques de système $B_t$ .....	47
Figure-V-10: Caractéristiques de système $B_r$ .....	47
Figure-V-11: Caractéristique de système Mc120.....	48

**CHAPITRE VI :**

Figure-VI-1 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	51
Figure. VI-2 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	52
Figure. VI-3 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	52
Figure-VI-4 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	53
Figure-VI-5 : La poutre la plus sollicitée .....	53
Figure VI-6: Diagramme du moment fléchissant max et l'effort tranchant sous la poutre la plus sollicitée.....	54
Figure. VI-7 : Moment maximum longitudinal dans la dalle à l'ELU.....	55
Figure. VI-8 : Moment maximum longitudinal dans la dalle à l'ELS .....	55
Figure. VI-9 : Moment maximum transversal dans la dalle à l'ELU.....	56
Figure. VI.10- : Vue en plan du ferrailage de la dalle.....	63
Figure-VI-11 : Ferrailage dans le sens Longitudinal .....	63
Figure-VI-12 : Ferrailage dans le sens Transversal .....	64
Figure-VI-13 : Section de torsion.....	65

## **CHAPITRE VII :**

Figure-VII-1: Surface d'influence de l'entretoise .....	67
Figure-VII-2 : Calcul de Moment fléchissant .....	68
Figure-VII-3 : Ligne d'influence de moment Bc .....	68
Figure-VII-4 : Ligne d'influence de T .....	69
Figure-VII-5 : Ligne d'influence de moment Bt.....	70
Figure.VII-6 : Ligne d'influence de T.....	71
Figure.VII-7 : Surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about .....	71
Figure.VII-8 : Ligne d'influence de T.....	72
Figure.VII-9- Ligne d'influence de T (Mc120).....	72
Figure.VII-10- Surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.....	73
Figure. VII.11: Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about .....	78
Figure. VII.12: Plan de ferrailage de l'entretoise d'about.....	78

## **CHAPITRE VIII :**

Figure-VIII-1 : Tracé d'un câble .....	85
Figure-VIII-2 :Tracé du câble émergeant.....	86
Figure-VIII-3 : Dispositifs des câbles .....	87
Figure-VIII -4 : Tracé des câbles .....	89-90

## **CHAPITRE IX :**

Figure-IX-1 : Diagramme des contraintes.....	116
Figure-IX-2 :Détail du talon.....	117

Figure-IX-3 : Ferrailage de la poutre .....	117
Figure-IX-4 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal .....	118
Figure -IX -5 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	119
Figure-IX-6 : Diagramme contrainte déformation des aciers passifs .....	120
Figure-IX-7 : Diagramme contrainte- déformation des torons .....	121
<b>CHAPITRE XI :</b>	
Fig-XI- 1: La bielle d'about .....	129
Figure-XI-2: Equilibre du coin inférieur .....	133
Figure-XI-3 : Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.....	134
Figure-XI-4: Prisme symétrique.....	134
Figure-XI-5 : Equilibre général.....	136
Figure-XI-6 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion .....	137
Figure-XI-7- Zone de 1ère régularisation .....	138
Figure-XI-8 : Composantes des efforts de précontraintes.....	140
Figure-XI-9 : Contraintes normales et tangentielles .....	141
Figure-XI-10 : Ferrailage de la zone d'about .....	143-144
<b>CHAPITRE XII :</b>	
Figure-XII-1 : Diagramme des moments dans une poutre.....	146
Figure-XII-2 : Diagramme des moments sous la précontrainte .....	147

### **CHAPITRE XIII :**

Figure. XIII-1 : Appareil d'appui frette.....	151
Figure. XIII-2 : Constitutions géométriques d'un appareil d'appui.....	151
Figure. XIII-3 : Effet de l'effort normal.....	152
Figure. XIII-4 : 1 <sup>er</sup> cas de torsion .....	153
Figure. XIII-5: 2ème cas de torsion .....	153
Figure. XIII-6: Rotation de l'about du tablier .....	155
Figure .XIII-7 : Détail de joins de chaussé.....	161

### **CHAPITRE XIV**

Figure-XIV-1 : Ferrailage du chevet.....	169
Figure-XIV-2 : Calcul des paramètres de Walther.....	171
Figure-XIV-3 : Ferrailage de fut .....	173
Figure-XIV-4 : Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieur) .....	177
Figure-XIV-5 : Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieur) .....	177
Figure-XIV-6 : Ferrailage semelle .....	178
Figure-XIV-7 : Système statique des pieux .....	178
figure-XIV-8 : Ferrailage de pieux .....	182
figure-XIV-9 : Les éléments constitutifs d'une culée .....	187

## Listes des tableaux :

### CHAPITRE I

Tableau I-1: Les données de la fondation de cet ouvrage .....	15
---	----

### CHAPITRE II

Tableau-II-1: L'analyse comparative des cinq variantes .....	20
--	----

### CHAPITRE IV

Tableau IV-1: Calcul de l'inertie de la section médiane .....	33
---	----

Tableau IV-2: Calcul de l'inertie de la section d'about .....	34
---	----

Tableau IV-3: Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis .....	35
---	----

Tableau IV-4: Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques .....	36
---	----

### CHAPITRE V

Tableau V-1 : Classe des ponts .....	43
--------------------------------------	----

Tableau-V-2 : Coefficient d'agressivité transversal de la charge .....	44
--	----

Tableau V-3 : Valeur du coefficient Bc .....	44
--	----

Tableau-V-4: Caractéristique du système Bt .....	46
--	----

### CHAPITRE VI

Tableau-VI-1-valeurs des charges considérées .....	50
--	----

Tableau VI-2:combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS .....	51
---	----

Tableau VI-3:Efforts internes maximum dans les poutres.....	54
---	----

Tab-VIII-4 : calcul de l'inertie de torsion $\tau$ .....	65
--	----

Tab VI-5- moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.....	66
---	----

### CHAPITRE VII

Tab-VII-1-Moment et effort tranchant .....	74
--	----

Tab-VII-2- Combinaison des efforts internes .....	74
---	----

Tab-VII-3-Moment et effort tranchant après combinaison .....	74
--	----

### CHAPITRE VIII

Tab-VIII-1 : Caractéristiques de la section nette .....	80
---	----

Tab -VIII-2 : Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles .....	88
---	----

Tab-VIII-3: Récapitulatif des longueurs des câbles .....	89
--	----

Tab.-VIII-4 : Câble moyen fictif .....	92
--	----

Tab VIII-5: Composantes de la précontrainte à l'about.....	93
--	----

Tab -VIII6: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis .....	94
---	----

TabVIII-7: Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.....	94
---	----

Tab VIII.8: Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections .....	95
Tab VIII-9 : Caractéristiques du fuseau limite de traction.....	97
Tab VIII-10 : Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	98
TabVIII-11 : Perte par frottement .....	99
Tab VIII-12: Calcul de raccourcissement X .....	100
Tab VIII-13: calcul de $\sigma$ .....	101
Tab VIII-14:Calcul des pertes dues au recul d'ancrage .....	101
Tab VIII-15: Valeurs moyennes des pertes par câble .....	102
Tab-VIII -16: Pertes par raccourcissement instantané du béton .....	103
Tab-VIII-17 : Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille....	104
TAB-VIII-18: Pertes instantanées totales à différentes sections.....	104
Tab-VIII -19: Tensions initiales probables .....	105
Tab-VIII-20: Valeurs des pertes dues au retrait de béton .....	106
Tab-VIII-21 : Pertes dans les câbles de la 1ère famille.....	107
Tab-VIII -22 : Pertes dans les câbles de la 2eme famille.....	107
Tab-VIII-23: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 1ère famille .....	108
Tab-VIII-23: Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2eme famille .....	109
Tab-VIII-24 : Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " .....	109
Tab-VIII-25 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.....	110
Tab-VIII-26 : pourcentage des pertes.....	110
<b>CHAPITRE IX</b>	
Tab-IX-1: Valeur limites des contraintes dans le béton .....	111
Tab-IX-2: valeur de $f_{cj}$ et $f_{tj}$ .....	112
Tab-IX-3 : les caractéristiques géométriques de section nette.....	112
Tab-IX-4 : Les différentes phases de construction.....	113
Tab-IX-5 : Contraintes dans les différentes phases.....	115
<b>CHAPITRE X</b>	
Tab-X-1: Caractéristiques géométriques de la section nette à $x = 0,00 L$ .....	124
Tab-X-2 : Calcul de la torsion.....	125
Tab-X-3 : Calcul du $\sigma_s$ .....	125
Tab-X-4 : Vérification du moment de torsion.....	126

## **CHAPITRE XI**

Tab-XI-1 : Valeurs de $\theta_k$ .....	131
Tab -XI-2 : Calcul de la section d'armature .....	133
Tab-XI-3- calcul de l'effort tranchant .....	144

## **CHAPITRE XII**

Tab-XII-1-Valeurs de $\sigma_m$ à différentes sections .....	146
Tab-XII-2-Valeurs du moment à différentes sections .....	147

## **CHAPITRE XIV**

Tab-XIV-1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites .....	164
Tab-XIV-2 : Evaluation des efforts .....	165
Tab-XIV-3 : Effort interne à L'ELU et L'ELS dans le chevêtre .....	166
Tab-XIV-4 : Combinaison des efforts .....	170
Tab-XIV-5-Les valeurs des coefficients .....	180
Tab-XIV-6-Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z .....	181
Tab-XIV-7-Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme .....	188
Tab-XIV-8-Valeurs des moments dues à la poussée des terres .....	191
Tab-XIV-9-Résultats du calcul de la poussée à vide .....	191

### **Introduction :**

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts est en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres : • les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres • les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc V1 localiser autour de PK6+728 au P.K 6+973.

Ce projet est inscrit dans la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-Ouest sur 48 km.

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale. Une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour calculer les caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés. On s'intéresse dans le chapitre 5 au calcul des charges et surcharges, et on passera à la modélisation et de la précontrainte dans le chapitre 6 puis les justifications des contraintes dans le chapitre 11.

Les chapitres 12 et 13 ont pour but l'étude des déformations et des équipements.

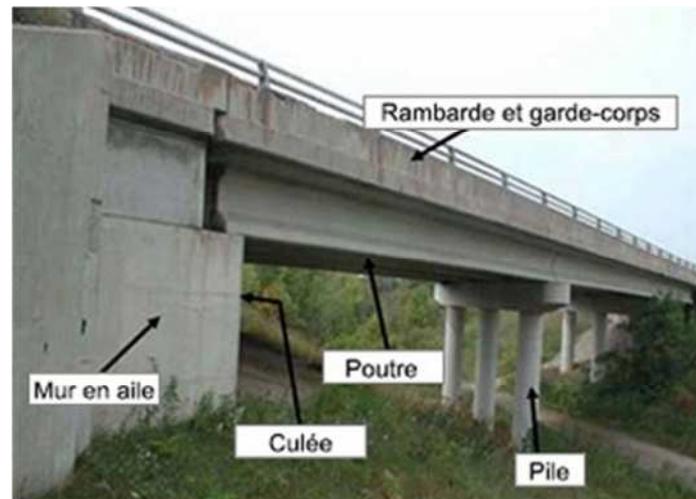
En dernier lieu l'étude de l'infrastructure fera l'objectif du chapitre 14.

### 1- Définition :

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

### 2- Eléments constitutifs d'un pont:

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :



**Fig -1 :** schéma d'un pont.

#### 2-1- Le tablier :

C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.

#### 2-2- Les appuis :

Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

### 3- Quelques notions géométriques :

La travée est la partie du pont qui se trouve entre deux appuis consécutifs. Ses caractéristiques géométriques sont :

#### - La portée :

C'est la distance entre-axe de deux appuis consécutifs.

#### - L'ouverture :

C'est la distance entre nus de deux appuis consécutifs.

#### - La longueur :

La travée déborde toujours par rapport à ses deux appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.

**- La hauteur libre :**

Appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

## **4- LA CLASSIFICATION DES PONTS**

### **4-1 Selon la nature de la voie portée**

Pont routier, Pont-rail, Pont mixte, Pont canal, Passerelle piétons, pont spécial.

### **4-2 Selon les matériaux de construction :**

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux. On distingue :

Pont en bois, Pont en maçonnerie, Pont en béton armé, Pont en béton précontraint, Pont métallique et Pont mixte.

### **4-3 Selon la mobilité du pont :**

Pont fixe, Pont mobile, Pont tournant, Pont levant, Pont basculant, Pont flottant.

### **4-4 Selon la vue en plan**

- **Pont droit:** Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.

- **Pont biais:** Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.

- **Pont courbe:** L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.

- ✓ **Pont à tablier supérieur :** Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.
- ✓ **Pont à tablier inférieur :** Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.
- ✓ **Pont à tablier intermédiaire :** (Supérieur et inférieur).
- ✓ **Pont à double tablier :** Le 1er tablier est l'extrados du pont tandis que le 2<sup>ème</sup> est un tablier intermédiaire. D'après cette figure, on peut définir :

Intrados : C'est la ligne qui définit le contour inférieur du pont.

Extrados : C'est la ligne qui définit le contour supérieur du pont.

### **4-6 Selon le schéma statique (RDM) :**

#### **4-6-1 Pont isostatique :**

Les travées sont indépendantes.

#### **4-6-2 Pont hyperstatique :**

Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

#### **4-6-3 Pont cantilever :**

Ce type d'ouvrage contient une ou plusieurs travées qui s'appuient librement sur les autres, selon le nombre d'appuis et d'articulations, le pont est considéré soit isostatique soit hyperstatique.

#### **4-6-4 Pont en arc :**

Il est utilisé dans les vallées larges et profondes, cela permet d'éviter l'implantation des piles très hautes et trop coûteuses. L'arc est soumis principalement aux efforts de compression. Il se décompose de deux familles : les arcs isostatiques et les arcs hyperstatiques.

#### **4-6-5 Pont portique :**

Le tablier est solidaire aux piles. Ils leurs transmet non seulement les charges verticales mais aussi les moments de flexion.

#### **4-6-6 Pont cadre :**

Le tablier, les pieds droits (voiles) et le radier sont solidaires, ils forment un ou plusieurs cadres. Ce type d'ouvrage est généralement enterré, il est utilisé pour les petites portées ne dépassant pas les 12 m.

#### **4-6-7 Ouvrage busé :**

Par son ouverture réduite, il s'approche de la gamme des ponts cadres.

#### **4-6-8 Pont à béquilles :**



**Fig-2 :** Pont à béquilles.

#### **4-6-9 Pont Bow-string :**

Il est constitué de+ 2 poutres latérales sous forme d'arc, et d'un tirant incorporé dans le tablier qui est relié à l'arc par des suspentes



**Fig-3:** Pont Bow-string:

#### **4-6-10 Pont suspendu:**

Le tablier est accroché aux deux files de câbles par l'intermédiaire de suspentes. Les deux câbles passent par les sommets des pylônes et sont ancrés dans des massifs en béton. Les suspentes et les câbles travaillent à l'attraction.



#### **4-6-11 Pont à haubans :**

Le tablier est relié directement aux pylônes par des câbles obliques appelés haubans. Ils sont disposés, soit en une seule file dans l'axe du pont, soit en deux files latérales. Ce type d'ouvrages est de plus en plus utilisé à nos jours.



**4-7 Selon la constitution du tablier :**

La structure du tablier diffère d'un pont à l'autre.

**4-7-1 Pont à poutres multiples :**

Les éléments porteurs principaux sont les poutres, elles transmettent les charges du tablier vers les appareils d'appuis.



**4-7-2 Pont à poutres latérales :**

Les charges sont transmises acheminées vers les appareils d'appuis selon l'ordre : hourdis vers longerons, vers les traverses s'il s'agit d'un pont en béton armé ou vers les pièces de pont si l'ouvrage est métallique, et enfin vers les appareils d'appuis.

**4-7-3 Pont à poutres en caisson :**



**4-7-4 Pont à poutres plissées :**



**4-7-5 Pont dalle :**

Les charges sont transmises directement de la dalle vers les appareils d'appuis. Cette fois ci l'hourdis possède une épaisseur importante, il est appelé dalle

### **Introduction :**

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes :

La période romaine et la période contemporaine.

**L'empire romain**, qui occupait la majeure partie de l'Algérie maîtrisait les techniques de construction. Le pont représentatif de cette période était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre.

**La période contemporaine** a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraint, des ponts suspendus de grande portée et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier. La forme des ponts évolue en fonction du matériau disponible. Jusqu'au XXI<sup>e</sup> siècle. De nouveaux matériaux issus de l'industrie de la construction ont été introduits et les méthodes et moyens de calculs ont évolué.

### **Historique des ponts en Algérie :**

#### **1-Période romaine :**



Pont Romain d'El Kantara à Biskra.



Pont de Sidi Rachad à Constantine.

**Période contemporaine :**



Pont sur Oued Dib a Mila



Le viaduc d'Oued Rekham a Bouira

*Chapitre I*

*Présentation et*

*description de l'ouvrage*

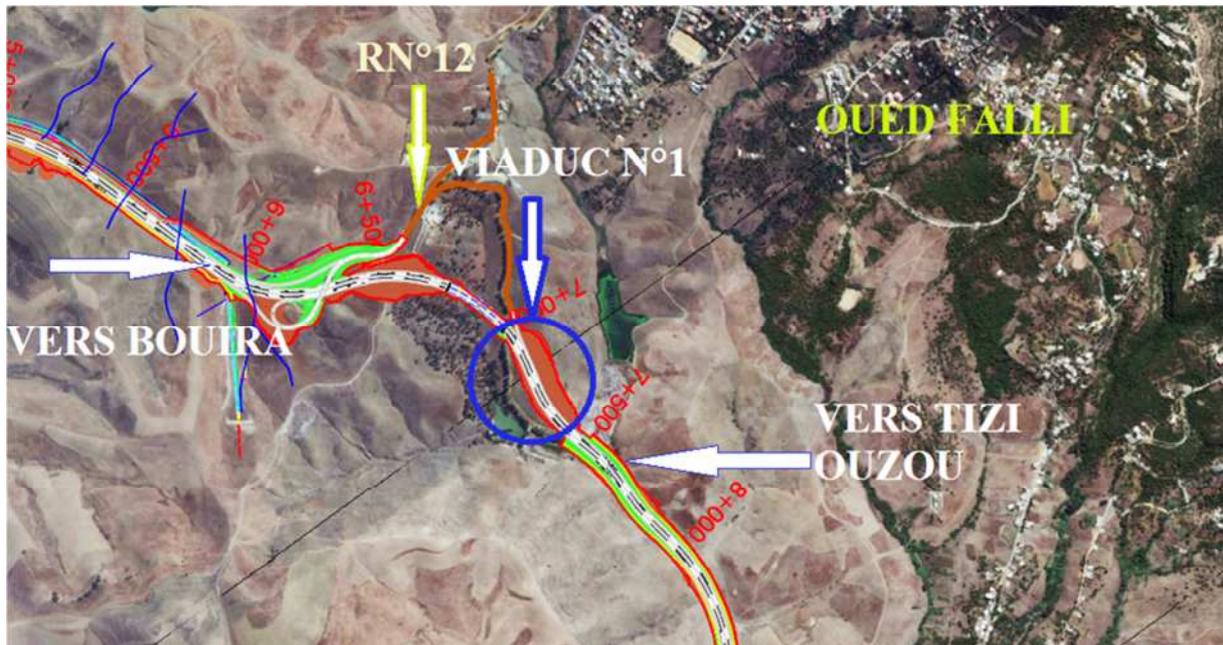
**Introduction :**

Une bonne connaissance des principaux types des structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné ; Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect des normes.

**I-2-Présentation du projet :**

Ce projet nous a été proposé par l'agence nationale des autoroutes(ANA) Il consiste à étudier un pont routier à poutres multiples, dans une voie express à deux « 2 » sens, avec une largeur totale de (I=14,30 m), et une longueur (L=245m), ce pont est situé dans la péninsule sur la RN25 entre Tizi-Ouzou et Draa El Mizane (Du P.K.6+728Au P.K.6+973).

**Rq : l'ouvrage se compose de deux ponts parallèles et identiques mais l'étude est faite pour un seul pont**

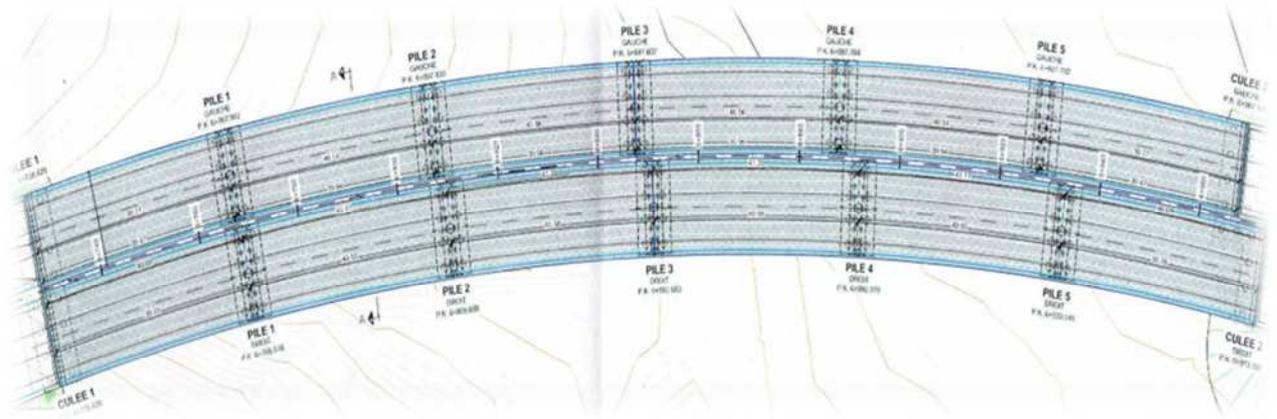


**Fig-I-2 :** Situation de l'ouvrage.

**I-3-Donné fonctionnelle :**

**I-3-1-Le tracé en plan :**

La ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points caractéristiques

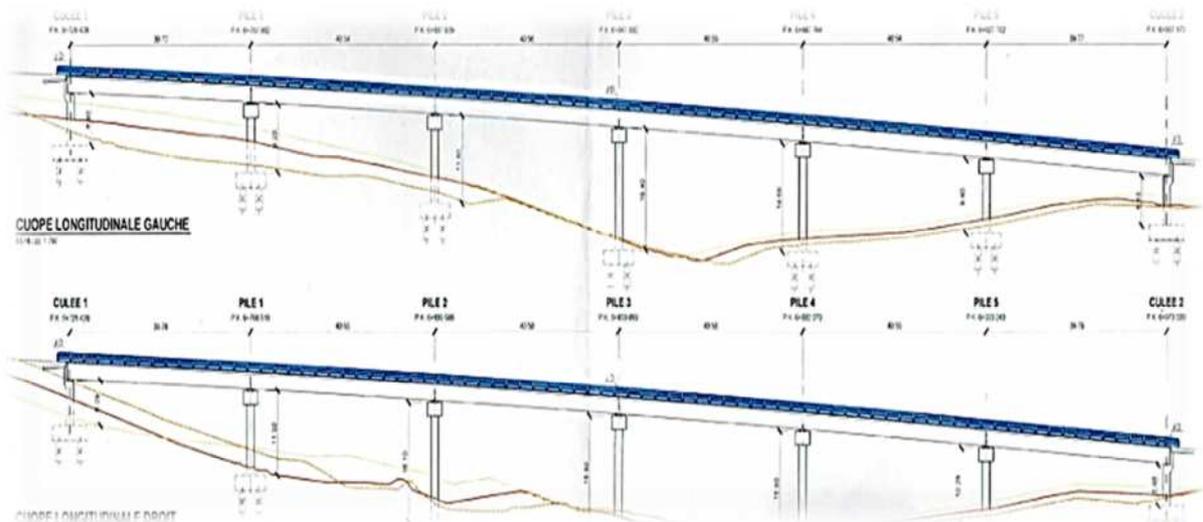


**Fig-I-3 : Le tracé en plan.**

**I-3-2-Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Viaduc à sept appuis : deux culées et cinq piles intermédiaires légèrement décalées.



**Fig-I-3- Profil en long.**

**I-3-3-Profil en travers :**

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable :  $L_r = 10,5\text{m}$  ; Nombre de voies = 3 voies. Chaque voie à 3.5m.
- Deux trottoirs l'un de 1m et l'autre de 1.5m.
- Glissières de sécurité de 0.65m.
- Pente transversale de 5,2%.

**I-4-Données naturelles :****I-4-1-Données géomorphologique:**

La géomorphologie est la science qui a pour objet la description et l'explication des formes du relief terrestre, dont le but est de savoir le type d'obstacle à franchir.

Ce projet s'agit d'une zone avec des reliefs tendres de petites collines.

**I-4-2-Données sismologiques :**

En ce qui concerne la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent l'autoroute, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la **Zone Iia**, et pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,20**, avec:

\_  $k_h = 0.5 A$  (%g) = forces horizontales = 0,10 g

\_  $k_v = \pm 0,3 k_h$  = forces verticales = 0,03 g

**I-4-3-Données climatiques :****I-4-4-1-La température :**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone a température variante entre :

Températures Min; Max:-5°C; 45°C , DT de calcul = 40°

**I-4-4-2-La neige :**

Etant donné que les charges véhiculaires sont supérieures à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige seront négligées.

**I-4-4-3-Le vent :**

Les effets du vent sont bien pris en compte dans le calcul des constructions et sont effectués au niveau du tablier et au niveau des piles, la vitesse de référence prise égale à 28 m/s

**I-5-Données géotechniques :**

Pour avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage, il faut partir de l'étude géologique-géotechnique qui définit la nature et la stratigraphie du terrain ; les propriétés des couches existantes dans la zone d'influence des fondations et les conditions de l'eau phréatique dans chaque couche dans le but de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure et définir le type de fondation ainsi que leurs procédés d'exécution.

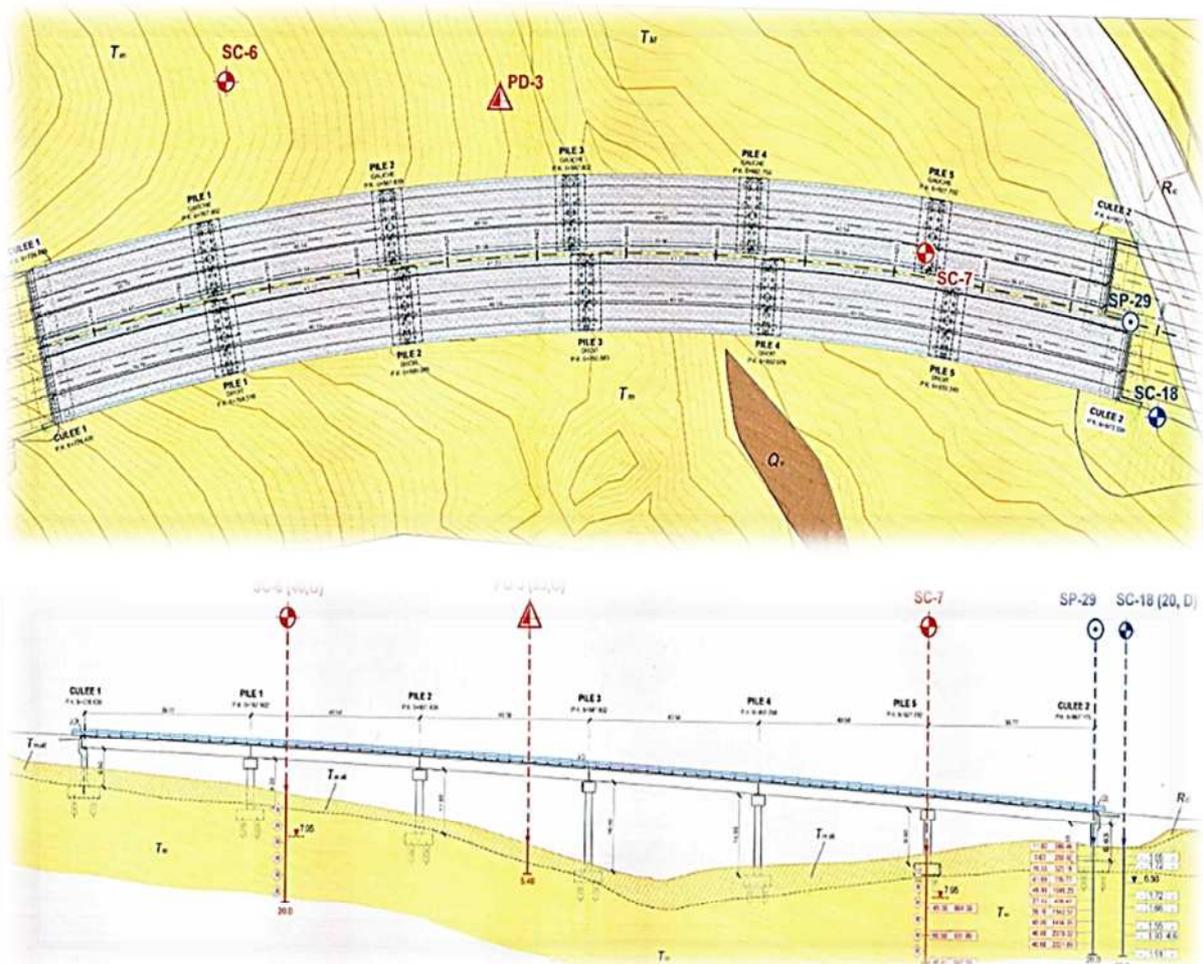


Fig-I-4 : Essais géotechniques.

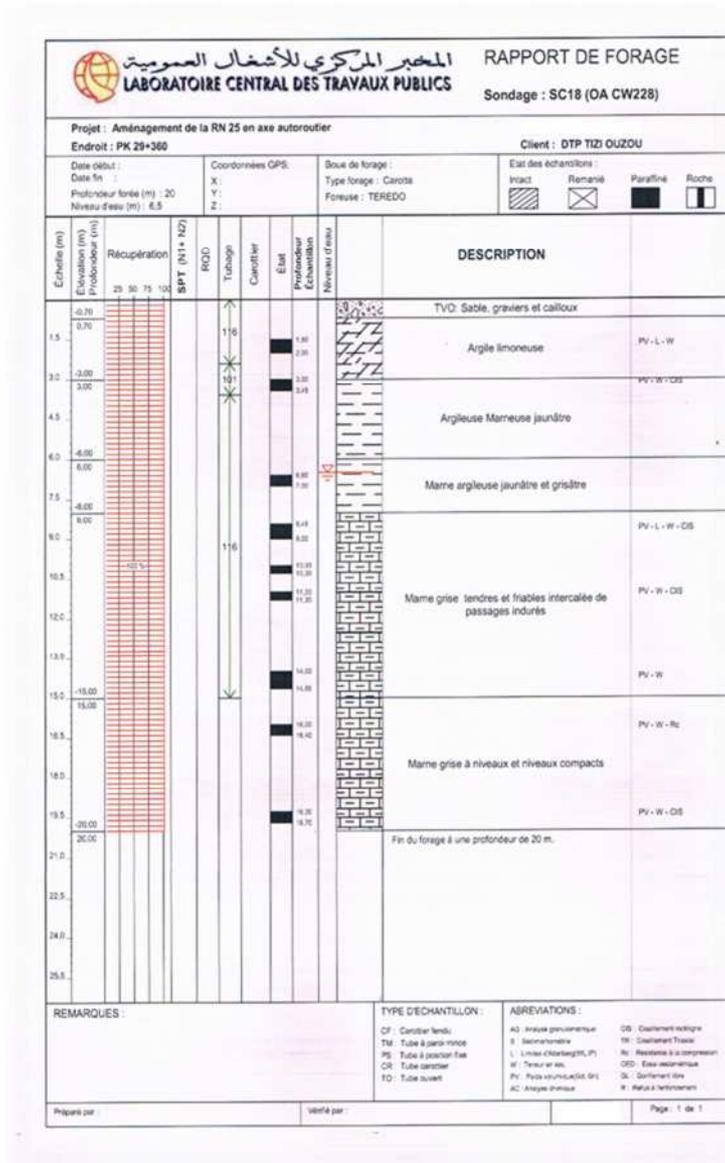


Fig-I-5 : Rapport du forage.

La géologie de l'endroit caractérisée par la présence d'un substrat marneux à la totalité de la surface du terrain. Il existe une couche altérée (Tm alt.) qui varie entre 3 et 5 mètres de profondeur jusqu'à atteindre la couche comportement saine le pas est graduel. La fondation sera réalisée, sur le substrat marneux (Tm) sous-jacente. La nappe phréatique varie entre 6.5 à 8 mètres de profondeur.

**Conclusion :**

Le tableau suivant résume les données de la fondation de cet ouvrage :

Viaduc	Type de fondation	Largeur ou diamètre (m)	Méthodologie	Profondeur minimale à attendre/ TN	Investigation géotechnique
V1 : viaduc 6+800	<b>profonde</b>	1.2	modèle de terrain	18m	Sc-06 Sc-07(pressiom) Sc18 Pd-3 Sp-29
			pieu-modèle	20.5 (pile) 21.5 (culées)	
			<b>fascicule62</b>	14.0pile 4et 5	

**Tableau I-1:** Les données de la fondation de cet ouvrage

Les différentes combinaisons doivent être vérifiées avec les charges transmises par la structure au terrain au niveau de la pointe des pieux.

La stabilité des talus doit être vérifiée après le choix de l'ouvrage.

Le site est classé en S2.

En ce qui concerne l'agressivité de l'environnement la valeur maximale du contenu des sulfates trouvés dans la zone de l'ouvrage est de 0.66% avec la moyenne de 0.46%.

En fonction de la teneur maximale ou minimale, il s'agit d'un environnement A2/A1, donc on va prendre en considération l'emploi du ciment et bétons.

# Chapitre II

## Choix du type d'ouvrage.

### **Introduction :**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies c'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

### **II-1-Critères de choix du type d'ouvrage :**

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

Pour l'obstacle à franchir il y a 3 types de ponts envisagés

- Pont mixte
- Pont en encorbellement successif
- Pont à poutres multiples.

### **II-2-Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage :**

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### II-3-Présentation des variantes :

#### Pont mixte :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.

#### Les avantages :

- ❖ Possibilité de franchir des grandes portées.
- ❖ Rapidité d'exécution globale.
- ❖ Précision dimensionnelle des structures.
- ❖ Gain de temps (délai) de construction.
- ❖ Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- ❖ Facilite d'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- ❖ Excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- ❖ Légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

#### Les inconvénients:

- ❖ Le problème majeur des ponts métalliques et mixtes est la maintenance contre corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- ❖ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades
- ❖ Importance du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ❖ En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition
- ❖ Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier.
- ❖ L'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en Béton.
- ❖ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le Voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- ❖ Une surveillance avec visite périodique.
- ❖ La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs).
- ❖ Le coût est très élevé

**🚧 Pont en encorbellement successif :**

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, qui est fixé à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon

Suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner le premier casque dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.

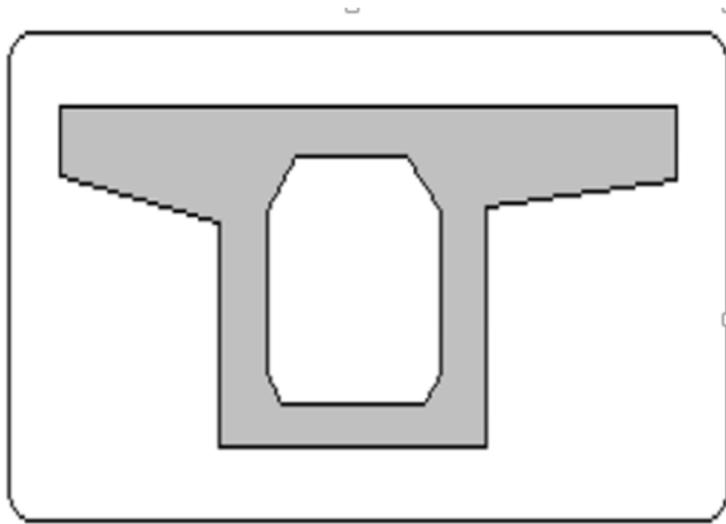


Fig-II-1 : coupe du voussoir.

**Les avantages :**

- ❖ L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- ❖ Sa structure donne une belle forme esthétique.
- ❖ La portée de ce type de pont est plus grande.
- ❖ Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- ❖ L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.
- ❖ S'adapte mieux pour les ponts biais.
- ❖ Le ferrailage demandant peu de façonnage, ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifiée, exception pour la précontrainte.

- ❖ Ce type d'ouvrage s'adapte bien à des franchissements d'autoroute à plateforme réduite, lorsque la largeur du terre-plein central permet l'implantation d'un appui central.

**Les inconvénients :**

- ❖ Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- ❖ Echafaudage important.
- ❖ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ❖ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines, et pour la mise en tension des câbles.
- ❖ Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- ❖ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- ❖ L'aspect économique est très élevé.

 **Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension :**

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant: le béton est le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction; on y ajoute donc une compression permanente dite '**précontrainte**'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

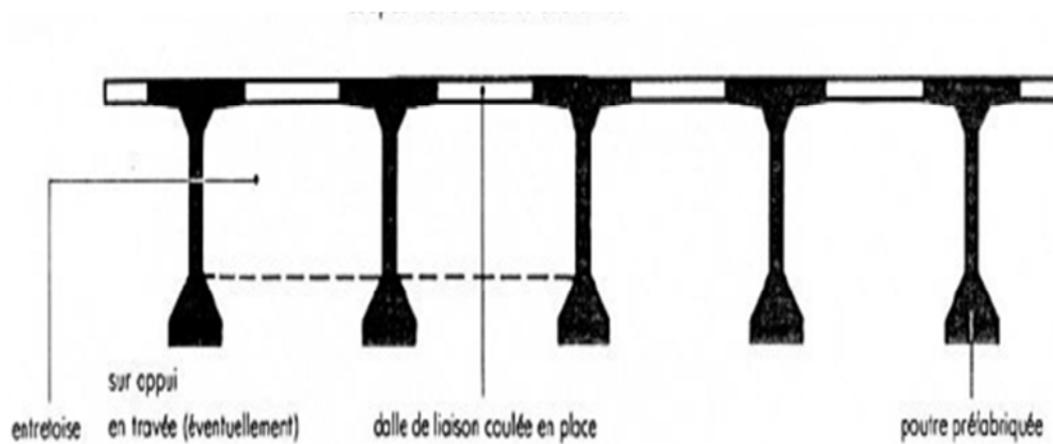


Fig-II-2 : coupe transversale du tablier a poutres.

**Avantage :**

- ❖ Les ponts à poutres multiples en béton précontrainte sont souvent très économiques
- ❖ La grande simplicité de leur conception
- ❖ De bonne réutilisation des coffrages
- ❖ Court délais de construction
- ❖

**II-4-Justification du choix de la variante :**

	Pont a poutres précontraintes	Pont construit par encorbellement successif	Pont a tablier mixte
Economie	+	-	-
entretien	+	+	-
Esthétique	-	+	-
Exécution	+	-	+
Délai	+	-	+
Coût	+	-	-

**Tableau-II-1:**l'analyse comparative des cinq variantes.

+ : Favorable.

- : peu favorable.

### Commentaires :

#### **Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif :**

Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.

#### **Pont à tablier mixte :**

L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport.

Présence d'un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

#### **Pont à poutres précontraintes :**

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

### Conclusion :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes en tenant compte des aspects économiques, esthétiques et mode de réalisation, nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux à la problématique posée est la variante «**Pont à poutres multiples construit en béton précontraint par post-tension**» ; Il y a lieu de signaler que le choix n'est fait qu'après avoir eu recours à des études approfondies et plus avancées pour chacune des variantes, que l'on a malheureusement pas pu faire par manque de temps.

Chapitre III  
Caractéristiques  
mécaniques des matériaux.

**Introduction :**

Le choix des matériaux de construction conditionne, en grande partie, la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 BPEL91 modifié99 qui se base sur la théorie des états limites.

Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

Etat limite de service :

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

**III-1-Béton :**

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

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

**III-1.1 Résistance du béton**

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

Pour un béton âge de J jours on a : (B.A.E.L 91).

Le béton utilisé sera dosé à

- $350 \text{ kg/m}^3$ , pour les fondations et les pieux.
- $330 \text{ kg/m}^3$  pour les piles et chevêtre et les murs de culés et en aile.
- $320 \text{ kg/m}^3$  pour dalle du tablier et les prédalles.
- $340 \text{ kg/m}^3$  pour les poutres.

Densité : la masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

### III-1-1-a-La résistance caractéristique à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours.

- La compression du béton à « j » jours,  $j \geq 28$  jours est :
  - Pour les poutres : 50 MPA
  - pour les appuis et la dalle: 37 MPA
  - pour les pieux et fondations : 45MPA
- La compression du béton à « j » jours, ( $j < 28$  jours) est :

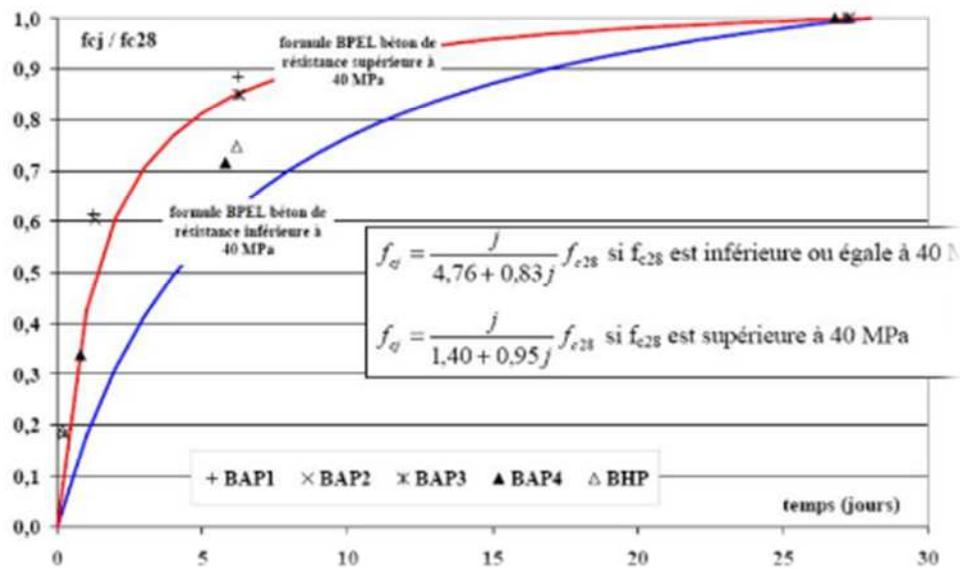


Figure III-1:Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.

### III-1-1-b-La résistance caractéristique à la traction :

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

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

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour les poutres : } 3,6 \text{ MPA} \\ \text{Pour les pieux et fondation : } 3,3 \text{ MPA} \\ \text{Pour les appuis et la dalle : } 2,82 \text{ MPA} \end{cases}$$

**III-1-2-Contraintes admissibles de compression du béton :**a) **ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,3 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé : - 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

b) **E.L.S:**

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

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$$

d) **Module de déformation longitudinale du béton «E» :**

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

e) **module de déformation longitudinale différée du béton :**

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3 E_{ij}$$

L'indice « v » vient de Freyssinet, qui considérait qu'il s'agissait du module «vrai» du béton.

d) **Module de déformation transversale «G»:**

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

**e) Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur.  $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré (**ELS**) et  $\nu = 0$  pour un béton fissuré (**ELU**).

**III-2-Acier:**

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

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

**III-2-1-Aciers passif :**

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

**III-2-1-1-La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **B500**, sa limite élastique est égale à **500MPa**.

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

$$\sigma \quad s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Pour une situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{Pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

**III-2-1-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Pour les calculs sous sollicitations normale, on substitue aux diagrammes expérimentaux un diagramme idéalisé qui se compose conventionnellement :

- De droite de Hooke, de pente  $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$  qui est le module d'élasticité.
- D'un palier horizontale d'ordonnée  $f_e$ .

**III-2-1-3- Contrainte limite de traction :**

En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$ .

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (nftj) 1/2 )$ .

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (nftj) 1/2$

Avec :  $n = 1,6$  —————> Aciers à haute adhérence.

### III-2-2- Les aciers actifs:

Ce sont des armatures en acier à haute résistance utilisées pour les constructions en béton précontraint.

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

#### III-2-2-1 : Caractéristiques géométriques

Section normale de l'acier (câbles 19T15):  $A_p = 2660 \text{ mm}^2$ .

Diamètre de la gaine :  $\varnothing_{\text{ext}} = 100 \text{ mm}$

$$\varnothing_{\text{int}} = 95 \text{ mm}$$

#### III-2-2-2 : Caractéristiques mécaniques :

Caractéristiques mécaniques Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$

Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Recul d'ancrage :  $g = 6 \text{ mm}$

Relaxation à 1000h :  $\rho_{1000} = 2,5 \%$ .

Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$ .

# Chapitre IV

## Pré dimensionnement

**Introduction :**

Dans ce chapitre nous établirons le pré dimensionnement de la superstructure, tout ce qui concerne les caractéristiques de tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis).

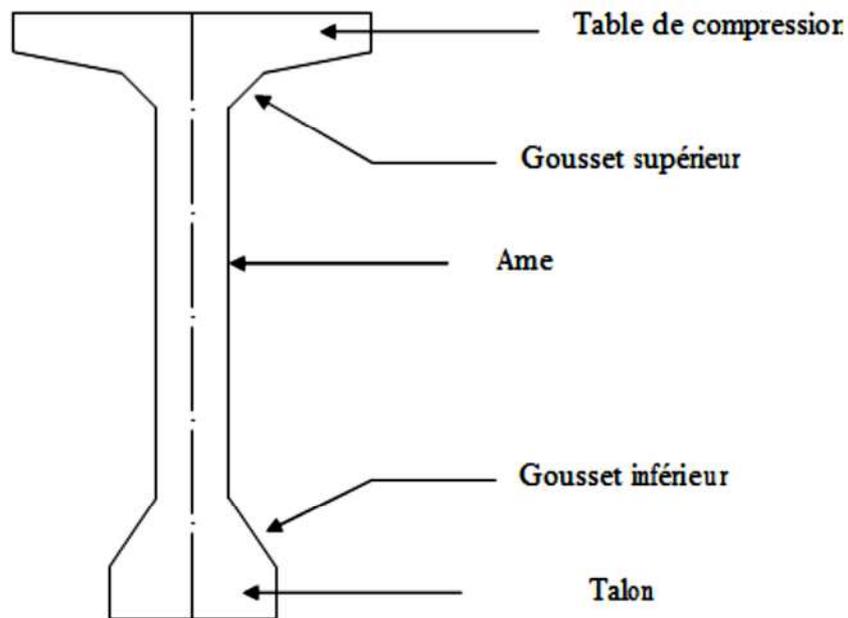
**IV-1 Pré dimensionnement des éléments du tablier :****IV.1.1) Les poutres:**

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

**a) L'espace entre axes des poutres :**

L'espace entre axes des poutres est  $\lambda$  :

Où :  $1,5 \leq \lambda \leq 2,5$  On prend :  $\lambda = 1,61 \text{ m}$

**b) Nombre de poutre :**

Le nombre des poutres est déterminé par:  $N = (L_a / \lambda) + 1$

$L_a$ : est la distance entre appui de rive 12.88m,  $\lambda = 1,61 \text{ m}$ .

$N = (12.88 / 1.61) + 1 = \mathbf{9 \text{ poutres.}}$

**c) Hauteur de la poutre:**

Pour ( $L \geq 20 \text{ m}$ )  $L/20 - 0,2 \leq H_p \leq L/20 + 0,5$

Pour  $L = 40.58 \text{ m}$   $1.83 \leq H_p \leq 2.53 \text{ m}$

On prend:  $\mathbf{H_p = 2 \text{ m}}$

**d/ membrure supérieure (table de compression)b:** La largeur  $b$  de la dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral et elle est conditionnée par la largeur du hourdis.

Elle est donnée par la relation suivante:

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

Alors:  $1.2 \leq b \leq 1.4m$

**On prend:**  $b = 1.3m.$

L'épaisseur de la table de compression est prise égale à **13cm**.

Remarque : Dans ce cas, des prés-dalle sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. On prévoit des goussets qui jouent un triple rôle :

- ✓ Faciliter la mise en œuvre du béton
- ✓ Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- ✓ Permettre de loger les ancrages des câbles.

**e/ Epaisseur de l'âme ( $b_0$ ):**

**1-Section médiane:** L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et facilite la bonne mise en place du béton. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :  $b_0 \geq (H_p / 36) + 6 + \Phi_{\text{ext.gaine}}$

$$b_0 \geq (200 / 36) + 6 + 6.7 \rightarrow b_0 \geq 18.25 \text{ cm.}$$

**On prend :**  $b_0 = 19cm$

**2-Section d'about:**

L'épaisseur de l'âme  $b_0$  est imposée par les plaques de répartitions sur lesquelles s'appuie-le Socle du vérin lors de la mise en tension des câbles. Elle donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq a + 2n$$

Avec:

A: largeur de la plaque d'ancrage ( $a=24cm$ ) Plaque sur laquelle bute une armature de précontrainte par post-tension. Elle assure la diffusion des efforts de compression dans le béton (dit alors béton précontraint).

$$b_0 = 42cm$$

Avec  $n$  est nombre de poutres  $n=9 \iff$  donc

**f/Talon :**

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'éclater sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur  $\langle bt \rangle$  est comprise entre 40 et 70 cm.

**On prend :  $bt = 60 \text{ cm}$**

Sa hauteur « ht » est comprise entre 10cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage

**On prend :**

**ht = 20 cm**

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

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2h_g}{bt-b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

$\langle h_g \rangle$  hauteur du gousset.

✚ Pour la poutre médiane on aura :

$$\frac{bt-b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left( \frac{bt-b_0}{2} \right)$$

$$b_t = 60 \text{ cm} \quad b_0 = 42 \text{ cm}$$

$$\frac{60-42}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left( \frac{60-42}{2} \right)$$

$$9 \leq h_g \leq 13,5$$

On prend  $h_g = 12 \text{ cm}$

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2h_g}{bt-b_0} \leq \frac{3}{2}$$

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2 \times 12}{60-42} = 1,33 \leq \frac{3}{2}$$

✚ Pour la poutre d'about:

$$b_t = 60 \text{ cm} \quad b_0 = 19 \text{ cm}$$

$$\frac{60-19}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left( \frac{60-19}{2} \right)$$

$$20,5 \leq h_g \leq 30,75 \text{ cm}$$

On prend  $h_g = 29 \text{ cm}$

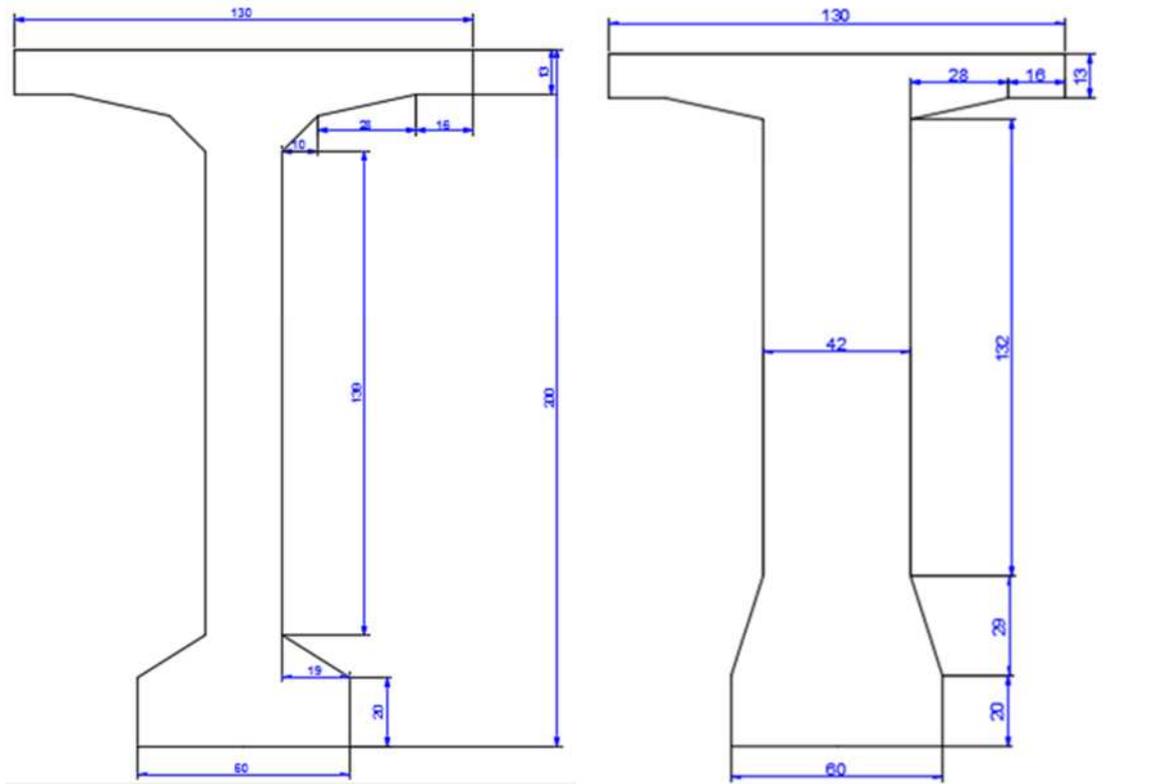
$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2 \times 29}{60-19} = 1,41 \leq \frac{3}{2}$$

**h) Le gousset de jonction entre la table de compression et l'âme :**

Gousset de la table de compression:

-En travée:  $\alpha_1 = 12^\circ$  e1= 6cm,  $\alpha_2 = 45^\circ$  e2= 10cm

-A l'appui:  $\alpha_1 = 12^\circ$  e1= 6cm



a) Section médiane.

b) section d'about.

Fig. IV-2 : dimensions des poutres.

#### IV.1.2) Epaisseur du hourdis :

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

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

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur

$$\text{est : } h \geq \frac{\lambda}{15}$$

$\lambda$ : Distance entre axe des poutres et égale à 1,61 m.

$$\text{Donc : } h \geq \frac{161}{15}$$

$$h \geq 10.73 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 20 \text{ cm}$ . Justification au poinçonnement par charge concentré

**IV-2 Caractéristiques géométriques des poutres :****IV-2-1 Notation :**

( $\Delta$ ) : axe : coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$I_{\Delta}$ : moment d'inertie de la section considérée par rapport à  $\Delta$

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

$I_G$  : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

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

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité S

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

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

V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = Ht - V'; \quad V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

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

B : Section transversale totale de la poutre.

$\rho$  : Rendement géométrique de la section  $\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'} = \frac{r^2}{V \cdot V'}$

H : hauteur du rectangle ou du triangle considérée.

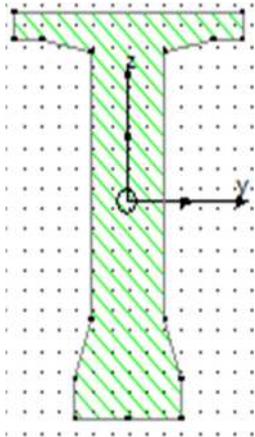
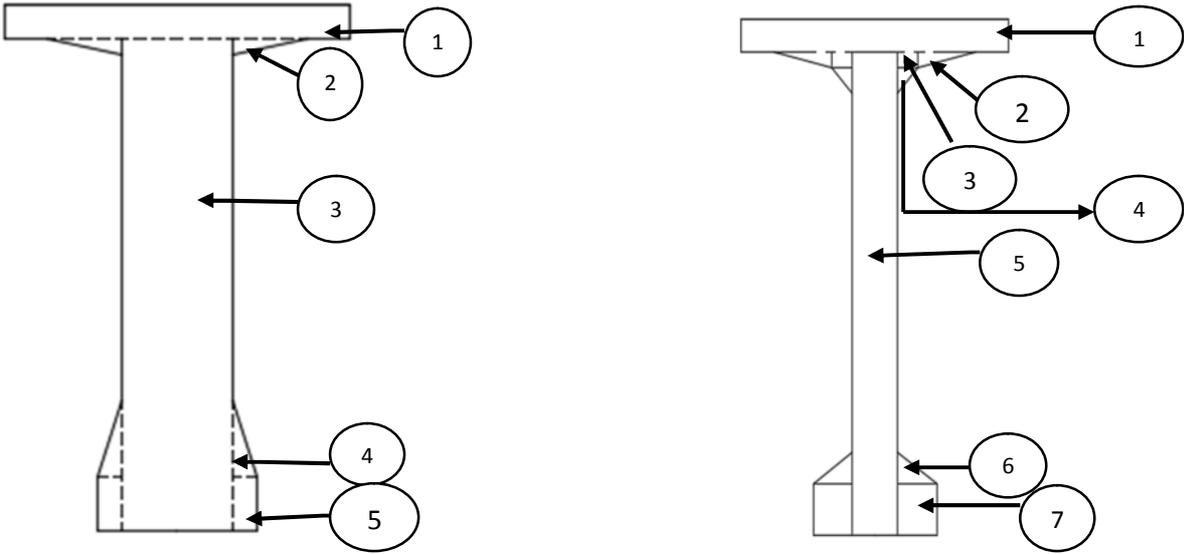
$S_{\Delta}$  : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

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

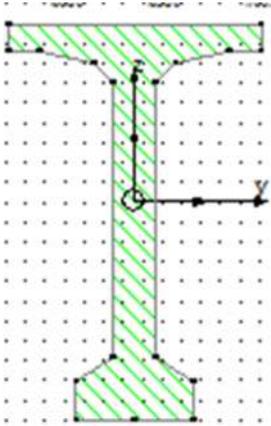
$$Zi' = Zi \left( 1 + \frac{h^2}{12 \times Zi^2} \right) \quad \text{Pour les sections rectangulaires}$$

$$Zi' = Zi \left( 1 + \frac{h^2}{18 \times Zi^2} \right) \quad \text{Pour les sections triangulaires}$$

**Remarque :** le calcul des sections médianes et d'about des poutres se fait avec et sans hourdis.



a) Section d'about.



b) Section médiane.

Figure IV-2: Caractéristiques géométriques de la poutre

**IV.2.2) Caractéristiques géométriques des sections brutes :****IV.2.2.1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis :****a) Section médiane :**

Désignation	Dimension (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ= B x Z (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I0 (cm <sup>3</sup> xcm)	IΔ = I0+BZ <sup>2</sup>
1	130×13	1690	193.5	327015	193.57	23800.8	63301203.3
2	2(28×6)/2	168	185	31080	185.01	168	5749968
3	2×10×6	120	184	22080	184.02	180	4062900
4	2(10×10)/2	100	177.66	17766	177.69	277.77	3156585.3
5	187×22	4114	93.5	384659	124.66	11988538.8	47954155.3
6	2(19×12)/2	228	24	5472	24.33	912	132240
7	2×19×20	760	10	7600	11.66	12666.6	88666.6
total		7180		795672	900.94	12026543.9	124445718.5

IG (cm <sup>3</sup> xcm)	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
36271076.22	110.82	89.18	5051.68	51.12

**Tableau IV.1:**Calcul de l'inertie de la section médiane**b) Section d'about :**

Désignation	Dimension (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I0 (cm <sup>3</sup> xcm)	IΔ (cm <sup>4</sup> )
1	130×13	1690	193.5	327015	193.57	23800.83	63301203.3
2	6×28	168	185	31080	185.01	168	5749968
3	187×42	7854	93.5	734349	124.66	22887210.5	91548842
4	29×9	261	22	5742	22.09	54	126378
5	2×20×9	360	10	3600	13.33	6000	42000
Total		10333		1101786	538.66	22917233.3	160768391.3

$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$r^2$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)
43287273.5	106.63	93.37	4189.23	42.07

**Tableau IV-2-**Calcul de l'inertie de la section d'about.

**IV-2-2-2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :**

**a) poutre intermédiaire**

<i>Section</i>	<i>Désignation</i>	<i>Dimension</i>	<i>B</i> (cm <sup>2</sup> )	<i>Z</i> (cm)	<i>SA</i> (cm <sup>3</sup> )	<i>I0</i> (cm <sup>3</sup> xcm)	<i>IΔ</i> (cm <sup>4</sup> )
<b>Section médiane</b>	<i>Poutre</i>		7180		795672	12026543.9	124445718.5
	<i>Hourdis</i>	20×161	3220	210	676200	107333.3	142002010
	<i>Poutre + hourdis</i>		10400		1471872	12133877.2	266447728.5
<b>Section d'about</b>	<i>Poutre</i>		10333		1101786	22917233.3	160768391.3
	<i>Hourdis</i>	20×161	3220	210	676200	107333.3	142109333.3
	<i>Poutre + hourdis</i>		13553		1777986	23024566.6	302877724.6

	$I_G$ (cm <sup>3</sup> xcm)	$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$r^2$	$\rho$ (%)
Section médiane	58139345.4	141.53	78.47	5590.32	50.33
Section d'about	69627948.45	131.18	88.2	5137.45	44.4

Section	Désignation	Dimension	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> xcm)	IΔ (cm <sup>4</sup> )
Section médiane	Poutre		7180		795672	12026543.9	124445718.5
	Hourdis	20×151.5	3030	210	636300	101000	133724000
	Poutre + hourdis		10210		1431972	12127543.9	258169718.5
Section d'about	Poutre		10333		1101786	22917233.3	160768391.3
	Hourdis	20×151.5	3030	210	636300	101000	133724000
	Poutre + hourdis		13363		1738086	23018233.3	294492391.3

	IG (cm <sup>3</sup> xcm)	V' (cm)	V (cm)	r <sup>2</sup>	ρ (%)
Section médiane	57332910.6	140.25	79.75	5615.37	50.2
Section d'about	68424671.22	130.07	89.93	5120.46	43.8

**Tableau IV-3 : Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis**

#### IV.2.3) 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 :

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

	Poutre seule		Poutre + hourdis			
	Rive et intermédiaire		Intermédiaire		De rive	
	Médiane	D'about	médiane	D'about	médiane	D'about
B (cm <sup>3</sup> )	6821	9816.35	9880	12875.35	9699.5	12694.85
S $\Delta$	732018.24	1013643.12	1354122.2	1635747.1	1317414.2	1599039.1
I $\Delta$ (cm <sup>4</sup> )	112001146.7	144691552.2	239802955.7	272589952.1	232352746.7	265043152.2
V' (cm)	107.32	103.26	137.06	127.04	135.82	125.96
V (cm)	92.68	96.74	62.94	72.96	64.18	74.04
I <sub>G</sub> (cm)	33442181.2	40022059.49	54211160.9	64776682.93	53417732.07	63628716.95
r <sub>2</sub>	4902.82	4077.08	5486.96	5031.06	5507.26	5012.17
$\rho$ (%)	49.3	66.6	63.6	54.2	63.2	53.74

**Tableau IV.4 :** Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques.

*Chapitre V*

*Calcul des charges et*

*surcharges*

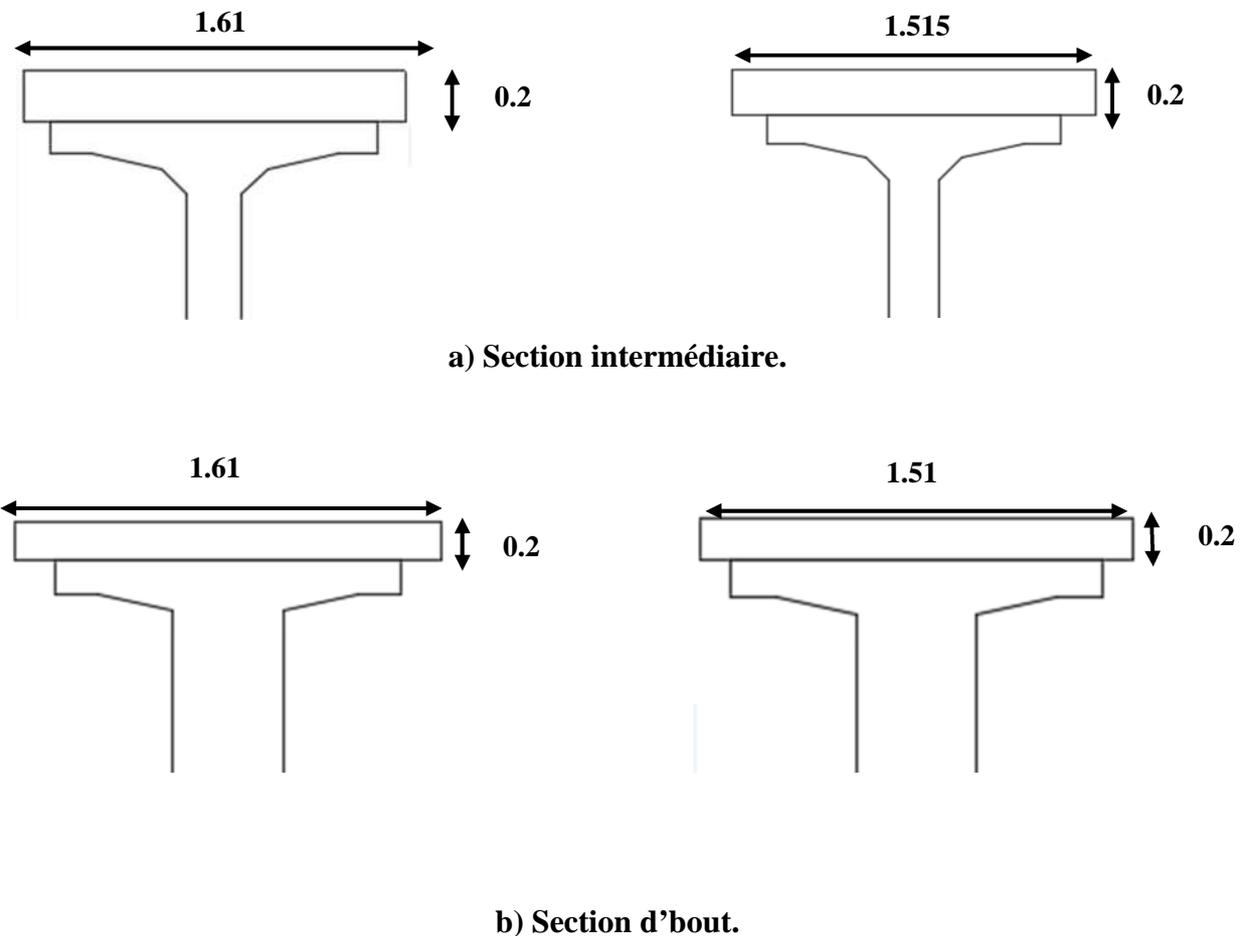
**Introduction :**

Dans le cadre d'étudier le comportement du tablier du pont on commence par le calcul des charges et surcharge ce qui fera l'objet de ce chapitre.

**V-1) Calcule des charges :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanentes).
- Les éléments non porteurs : Tels que: le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

**V-1-1) charges permanentes :**

**Fig-V-1** : Dimension du hourdis revenant aux poutres.

**V-1-1-1) Hourdis :**

Épaisseur de l'hourdis est de 20cm.

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

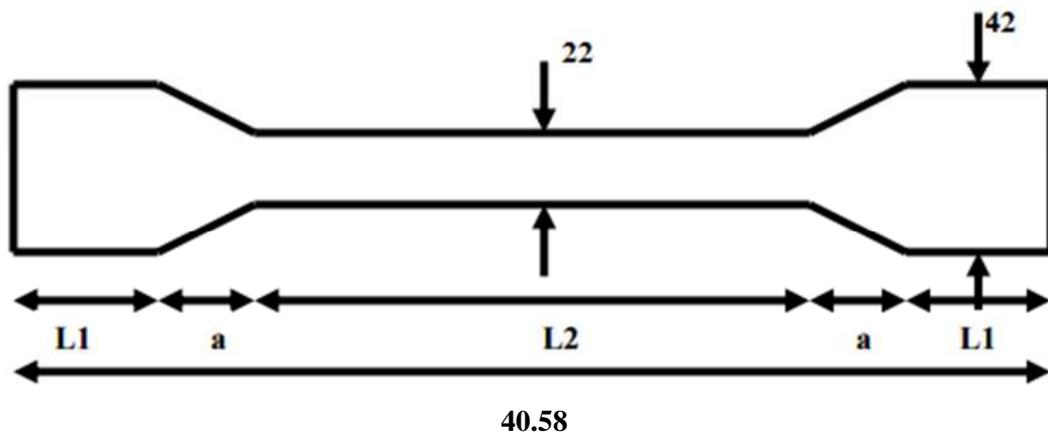
$$P_i = 0.20 * 1.61 * 2.5 * 1 = 0.805 \text{T/ml.}$$

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

$$P_r = 0.20 * 1.515 * 2.5 * 1 = 0.758 \text{T/ml.}$$

✚ Le poids propre de la dalle :

$$P_D = 7 * 0.805 + 0.758 * 2 = 7.151 \text{T/ml.}$$

**V-1-1-2) La poutre :**

**Fig-V-2** : coupe longitudinale de l'âme de la poutre.

L1 : longueur de la section d'about ; avec

$$L1 = L/4$$

L2 : longueur L'inclinaison du gousset doit avoir 45° : de la section médiane ; avec

$$L2 = L - (2L1 + 2a)$$

a : longueur du gousset qui avoir une inclinaison de 45°.

$$a = \frac{(42+22)}{2} = 10 \text{cm} = 0.1 \text{m.}$$

$$L1 = \frac{40.58}{4} = 10.145 \text{m.}$$

$$L2 = L - (2L1 + 2a) = 40.58 - (2 * 10.145 + 2 * 0.1) = 20.09 \text{m}$$

$$S1 = 10333 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Section about.}$$

$$S2 = 7180 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Section médiane}$$

Calcul de la section équivalente :

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[ 2(L_1 \cdot S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \cdot a + L_2 \cdot S_2) \right] = \frac{1}{40.58} \left[ 2(10.145 \cdot 1.0333 + \frac{1.0333 + 0.7180}{2} \cdot 0.1 + 20.09 \cdot 0.7180) \right]$$

$$S_{eq} = 1.23 \text{ m}^2$$

Le poids propre de la poutre :  $P_p = \rho \times S_{eq}$

$$P_p = 2.5 \times 1.23 = 3.075 \text{ t/ml}$$

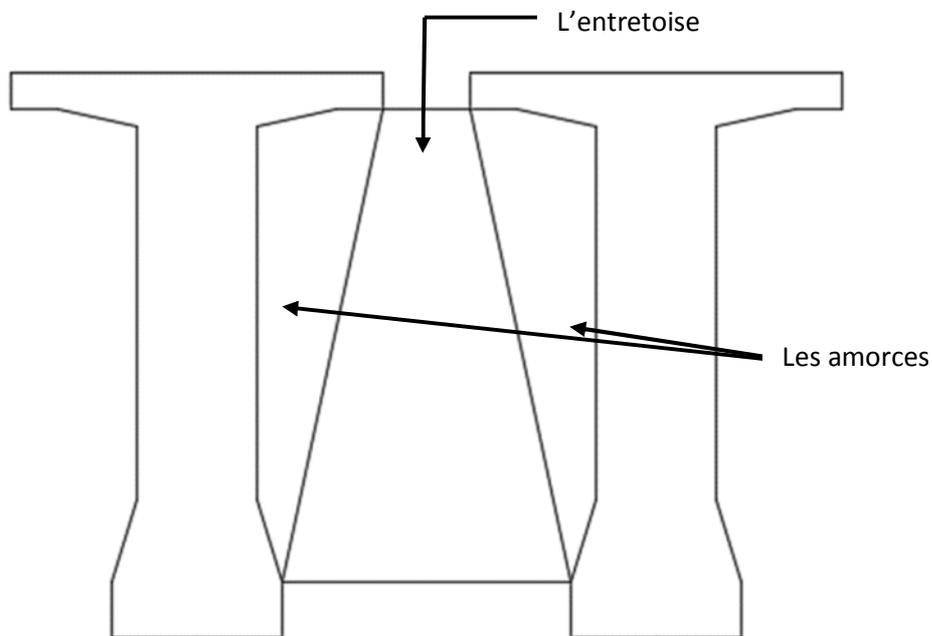
D'une seule poutre.  $\rightarrow P_p = 3.075 \text{ t/ml}$

Poids des poutres Poids total des poutres :

$$P_{poutres} = 3.075 \cdot 9 = 27.675 \text{ t/ml.}$$

$$P_{poutres} = 27.675 \text{ t/ml.}$$

**V-1-1-3) Les entretoises et les amorces :**



**Fig-V-3 :** Détails d'entretoise en section d'about.

**a) Les entretoises:**

Poids de l'entretoise :  $P_{entretoises} = S \times e \times \rho_b$

$$S_e = \frac{101 + 31}{2} \times 167 = 11022 \text{ cm}^2$$

$$P_e = S_e \times e \times \rho_b = 1.1022 \times 0.3 \times 2.5 = 0.83 \text{ t/ml}$$

- **Poids de l'entretoise revenant à une poutre de rive.**

$$P_{er} = \frac{0.83 \times 1}{40.58} = 0.02 \text{ t/ml}$$

- **Poids de l'entretoise revenant à une poutre intermédiaire.**

$$P_{ei} = \frac{0.83 \times 2}{40.58} = 0.04 \text{ t/m}_1$$

- **Poids totale :**

$$P_t = 2 \times 0.02 + 7 \times 0.04 = 0.32 \text{ t/m}_1$$

$$\mathbf{P_t = 0.32 \text{ t/m}_1}$$

**b) Les amorces :**

$$\text{Poids de l'amorce} = S_a \times e \times \rho_b$$

$$S_a = 44 \times 167 - \left[ \left( \frac{28 \times 6}{2} \right) + \left( \frac{29 \times 9}{2} \right) + \left( \frac{35 \times 167}{2} \right) \right]$$

$$S_a = 1288.5 \text{ cm}^2$$

$$P_a = 0.129 \times 0.3 \times 2.5 = 0.09675 \text{ t/m}_1$$

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre de rive.**

$$P_{ar} = \frac{0.09675 \times 1}{40.58} = 0.0024 \text{ t/m}_1$$

- **Poids de l'amorce revenant à une poutre intermédiaire :**

$$P_{ai} = \frac{0.09675 \times 2}{40.58} = 0.0047 \text{ t/m}_1$$

- **Poids totale :**

$$P_t = 2 \times 0.0024 + 7 \times 0.0047 = 0.0377 \text{ t/m}_1$$

$$\mathbf{P_t = 0.0377 \text{ t/ml}}$$

**Les Charges Permanentes CP total:**

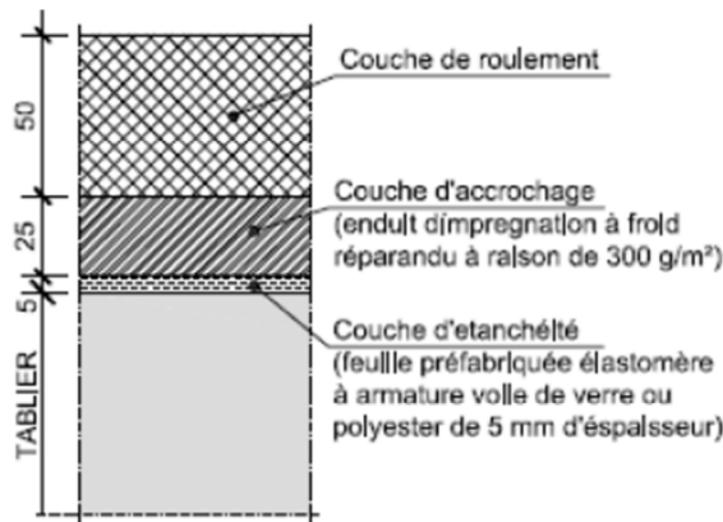
$$CP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoise}} + P_{\text{amorce}} = 27.675 + 7.151 + 0.32 + 0.0377$$

$$\mathbf{CP = 35.1837 \text{ t/m}_1}$$

**V-1-2) Les compléments des charges permanentes :**

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- La chaussée
- Les trottoirs (trottoir, la corniche, glissières de sécurité, le garde-corps).

**a)-Poids de la chaussée :****Fig V-4 : Corps de la chaussée**

La chaussée est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8 cm d'épaisseur de densité  $2,2\text{t/m}^3$ , et de couche d'étanchéité d'épaisseur 4 cm et de densité  $2,2\text{ /m}^3$ .

- **Poutres intermédiaires :**

Revêtement bitumineux :  $2,2 \times 0,08 \times 1,61 = 0,283\text{t/m}_1$

Couche d'étanchéité :  $2,2 \times 0,04 \times 1,61 = 0,142\text{t/m}_1$

Donc :  $P_c = 0,283 + 0,142 = 0,425\text{ t/m}_1$

- **Poutres de rive :**

Revêtement bitumineux :  $2,2 \times 0,08 \times 1,515 = 0,267\text{t/m}_1$

Couche d'étanchéité :  $2,2 \times 0,04 \times 1,515 = 0,133\text{t/m}_1$

Donc :  $P_c = 0,267 + 0,133 = 0,4\text{t/m}_1$

**Le poids total de la chaussée :**

$P_{\text{chaussée}} = 7 \times 0,425 + 2 \times 0,4 = 3,775\text{ t/m}_1$

$P_{\text{chaussée}} = 3,775\text{ t/m}_1$

**b) Poids de trottoir :**

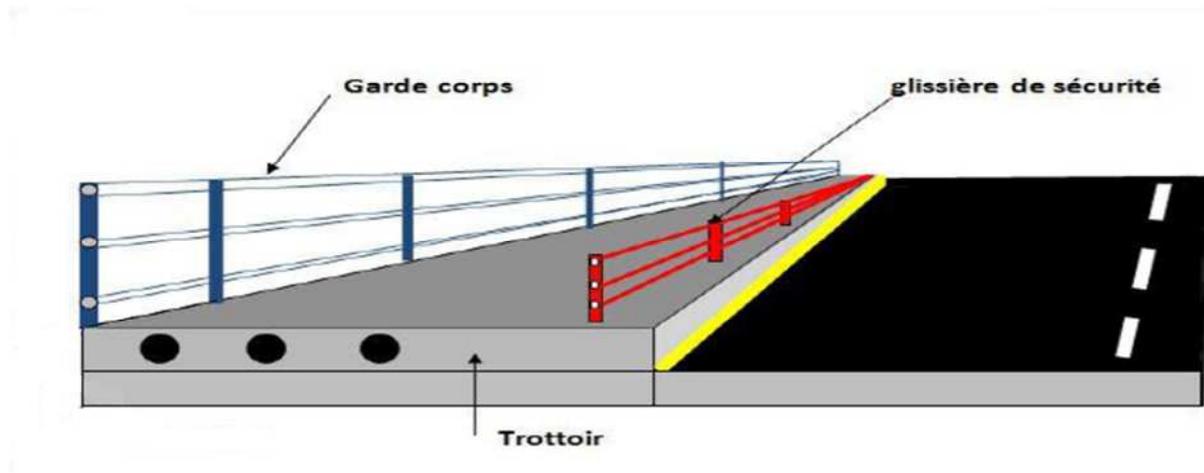


Fig V-5 : Detaille du trottoir

✚ Pour le trottoir gauche :

$$P_t = 0.20 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$$

Pour le trottoir droit

$$P_t = 0.20 \times 1 \times 2.5 \times 1 = 0.5 \text{ t/ml}$$

**Poids totale des trottoirs :**

$$P_{\text{trottoirs}} = 0.75 + 0.5 = 1.25 \text{ t/ml}$$

✚ **Poids de garde-corps :**

$$P_{\text{garde-corps}} = 0.1 \text{ t/ml}$$

✚ **Poids de glissière :**

$$P_{\text{glissière}} = 0.06 \text{ t/ml}$$

**Poids du tablier :**

$$CP + CCP = 35.1837 + 3.775 + 1.25 + 2(0.1 + 0.06) = 40.22 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{tab}} = 40.22 \text{ t/ml}$$

**V-2) Calcul des surcharges :**

On distingue

- ✚ La surcharge de type A (L).
- ✚ Système B.
- ✚ La surcharge militaire M c 120.
- ✚ La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- ✚ Les surcharges sur trottoirs.

a) La largeur du roulement ( $L_r$ ) :  $L_r = 10.5 \text{ m}$

b) La largeur chargeable ( $L_c$ ) :  $L_c = 10.5 \text{ m}$

d) Le nombre de voie :

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

$$N = \frac{L_c}{3.5} = 3 \text{ voies}$$

e) Classe de ponts routes :

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

La classe	Largeur du roulement
<b>1</b>	<b><math>L_r \geq 7 \text{ m}</math></b>
<b>2</b>	<b><math>5,50 \text{ m} &lt; L_r &lt; 7 \text{ m}</math></b>
<b>3</b>	<b><math>L_r &lt; 5,50 \text{ m}</math></b>

**Tableau V-1** : Classe des ponts.

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

**V-2-1) Système de charges A (L) :**

Le système A est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

$L$  : portée du pont.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{39.77+12} = 925.383 \text{ kg/m}^2$$

**Calcul des coefficients a1, a2 :**

**a1** : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	/	/	/
3	0.9	0.8	/	/	/

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

$$a_1 = 0.90$$

$$a_2 = V_0/V = 3.5/3.5 = 1$$

$$A(L) = 1 \times 0.9 \times 0.925383 \text{kg} = 0.833 \text{t/m}^2$$

$$A(L) = \mathbf{0.833 \text{t/m}^2}$$

$$\text{Pour une voie chargée : } A(L) = 0.833 \times 3.5 = 2.92 \text{t/ml}$$

$$\text{Pour deux voies chargée : } A(L) = 0.833 \times 7 = 5.831 \text{t/ml}$$

$$\text{Pour trois voies chargée : } A(L) = 0.833 \times 10.5 = 8.746 \text{t/ml}.$$

**V-2-2) Système de charges B :**

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

**a- Surcharge BC :**

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

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

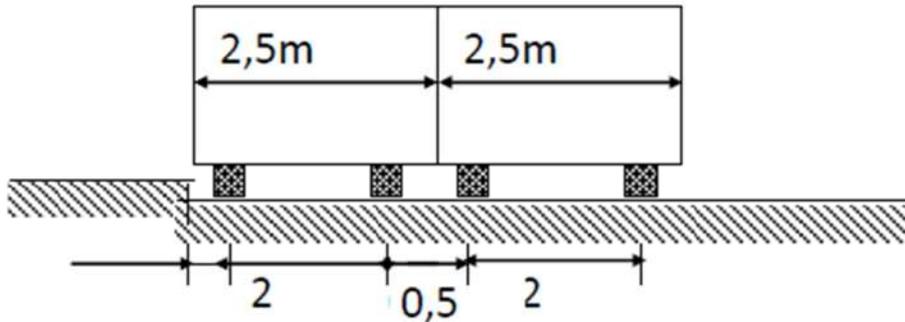
Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

N <sup>br</sup> de voies	1	2	3	4	≥5
1 <sup>ère</sup> classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 <sup>ème</sup> classe	1	1	-	-	-
3 <sup>ème</sup> classe	1	0.8	-	-	-

**Tableau V-3** : Valeur du coefficient bc.

**Disposition dans le sens transversal :**

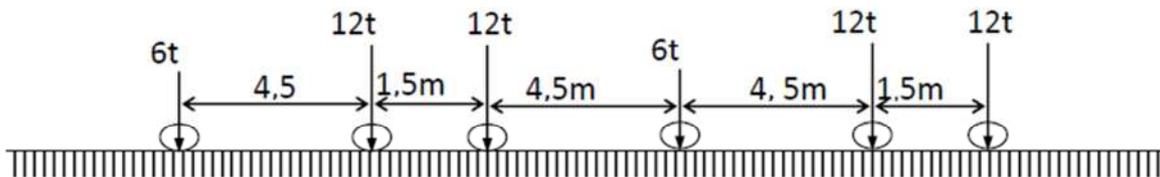
Nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.



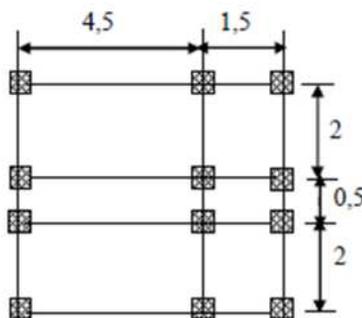
**Figure V-6 :** Disposition transversal

**Disposition dans le sens longitudinal :**

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



**Figure V-7 :** Disposition longitudinalement



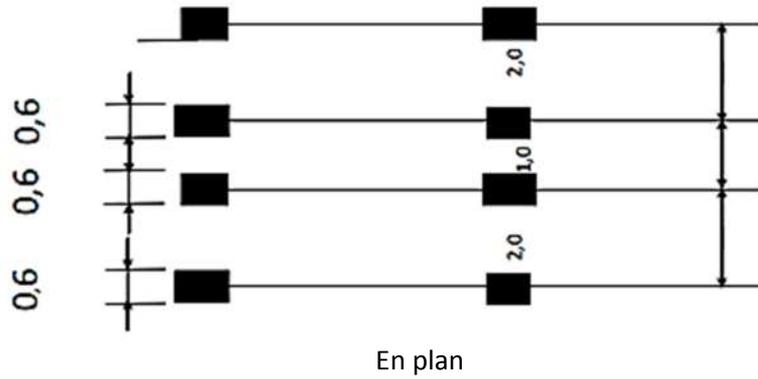
**Figure V-8 :** Vue en plan

Notre pont est de la 1ère classe avec 03 voies

Alors :  $bc = 0,95$

Dans le sens longitudinal le nombre de convois par profile est limitée à deux.



Fig-V-9: Caractéristiques de système  $B_t$ .

Pont de 1ere classe  $\longrightarrow$   $bt = 1$

$$B_t = 8 \times 8 \times 1 = 64t.$$

• Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 39.77} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1632}{64}} = 1.05$$

c- Système de charge  $B_r$  :

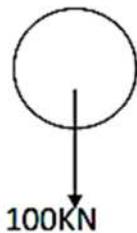
La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$  porte une masse de 100 KN.

Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m. Le rectangle d'impact de la roue  $B_r$ , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur rouable.

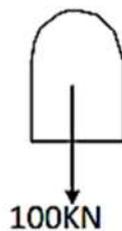
$$B_r = 10t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 39.77} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1632}{10}} = 1.04.$$

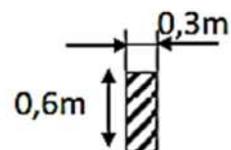
Longitudinalement



Transversalement



En plan

Fig-V-10: Caractéristiques de système  $B_r$ .

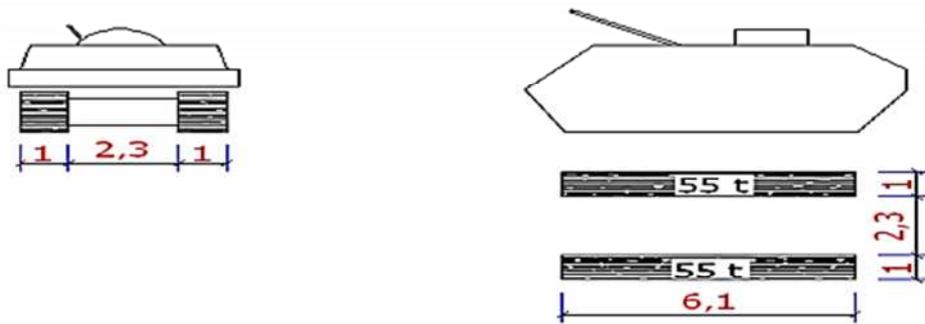
**V-2-2) Surcharge militaire Mc120 :**

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

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

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 39.77} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1632}{110}} = 1.05$$



Système Mc120

**Fig-V-11:** caractéristique de système Mc120**V-2-3) Charge exceptionnelle D240 :**

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

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

$$P = 240t \quad \longrightarrow \quad p = \frac{P}{L} = \frac{240}{18.6} = 12.90 \text{ t/ml.}$$

**V-2-4) Surcharge sur trottoir :**

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).

150 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion longitudinale.

450 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion locale.

Largeur du trottoir est 1,15 m

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Trottoir gauche chargé :  $P1 = 0,150 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$
- Trottoir droit chargé :  $P2 = 0,150 \times 1 = 0,150 \text{ t/ml}$
- Deux Trottoir chargé :  $P2 = 0,225+0.15=0.375\text{t/ml}$

# *Chapitre VI*

## *Modélisation et calcul des moments et des efforts*

**Introduction :**

Le logiciel Autodesk Robot est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Se dernier permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Ce logiciel utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

**VI-1-Les cas de charge considérés :**

Désignation	Valeur	
Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement et étanchéité $G_{\text{revêtement}}$	$G_{\text{revêtement}} = 3.775\text{T/m}$
	Poids du trottoir $G_{\text{trottoir}}$	$G_{\text{trot gauche}} = 0.75\text{T/m}$
		$G_{\text{trot droite}} = 0.5\text{T/m}$
	Poids du garde-corps $G_{\text{garde-corps}}$	$G_{\text{garde-corps}} = 0.1\text{T/m}$
Poids de la Glissières de sécurité	$G_{\text{glissières}} = 0.06\text{T/m}$	
Surcharges d'exploitation.	Surcharge sur trottoirs $Q_{\text{Trot}}$	Trottoir gauche : $0.225\text{T/m}$
		Trottoir droite : $0.15\text{T/m}$
	Surcharge A(l)	Charge uniforme de
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme de $4.03\text{t/m}^2$
D240	Charge uniforme de $4.03\text{t/m}^2$	

**Tableau-VI-1-** Valeurs des charges considérées.

### VI-2-Les combinaisons de charges :

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	combinaison
ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + QTrot)$
	$1.35G + 1.6 (BC + QTrot)$
	$1.35G + 1.35MC120$
	$1.35G + 1.35D240$
ELS	$G + 1.2 (A(l) + QTrot)$
	$G + 1.2 (BC + QTrot)$
	$G + MC120$
	$G + D240$

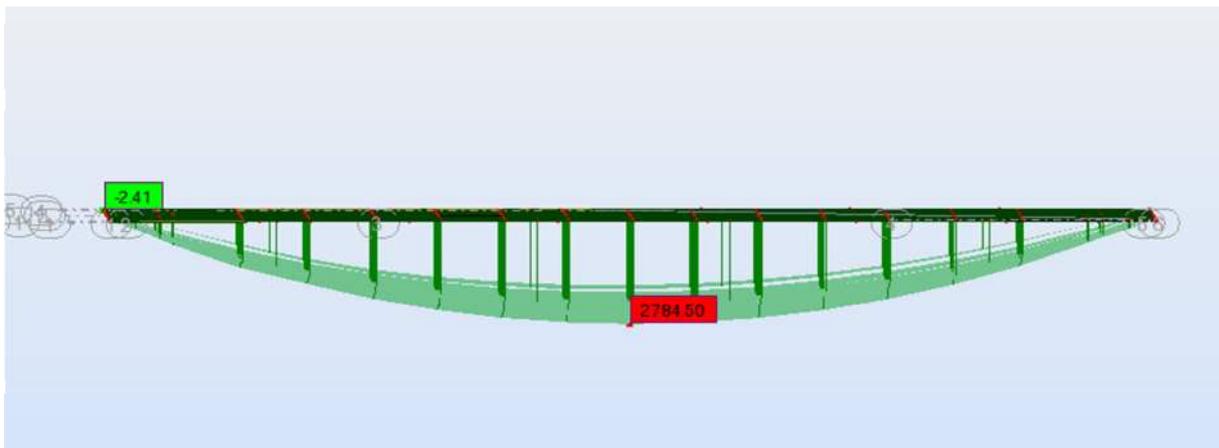
**Tableau VII-2:** Combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

### VI-3) Effort interne dans les poutres :

#### a) Moment fléchissant :

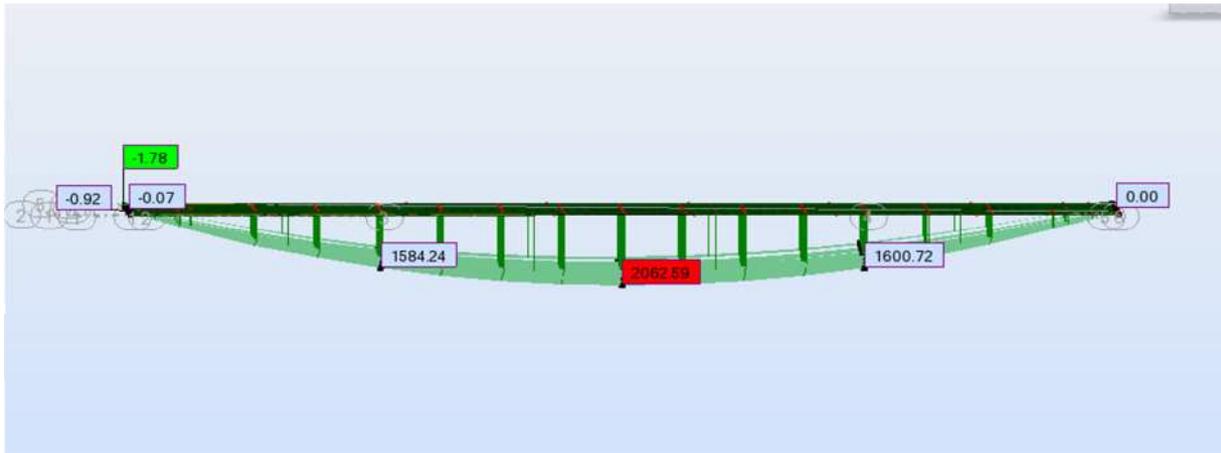
D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable  $1.35G + 1.35D240$  à l'E.L. U  $G + D240$  à l'E.L. S

$M_{max} = 2784.50T.m$  a ELU.



**Fig. VI-1 :** Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$M_{max}=2062.59T.m$  a ELS.

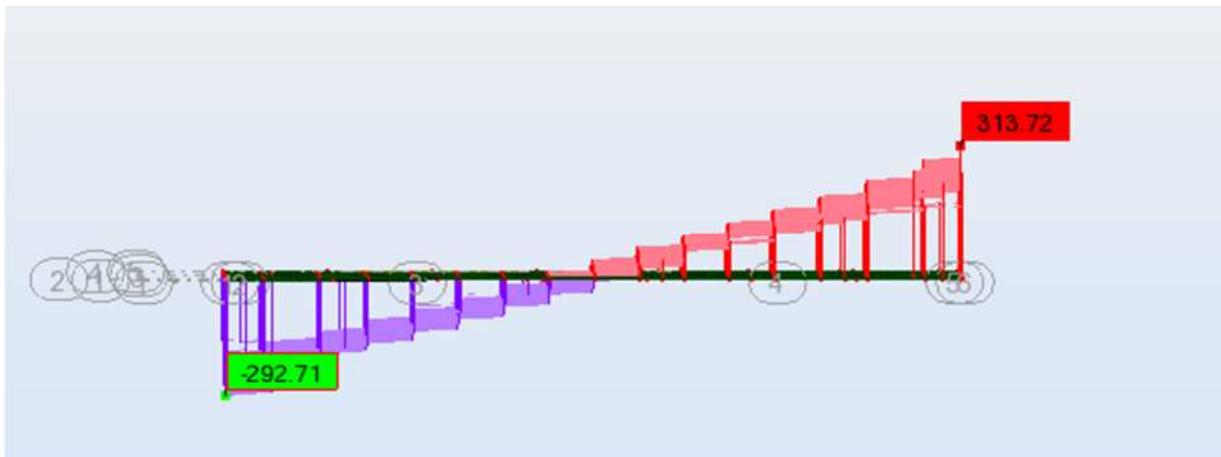


**Fig. VI-2 :** Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

**b) Effort tranchant :**

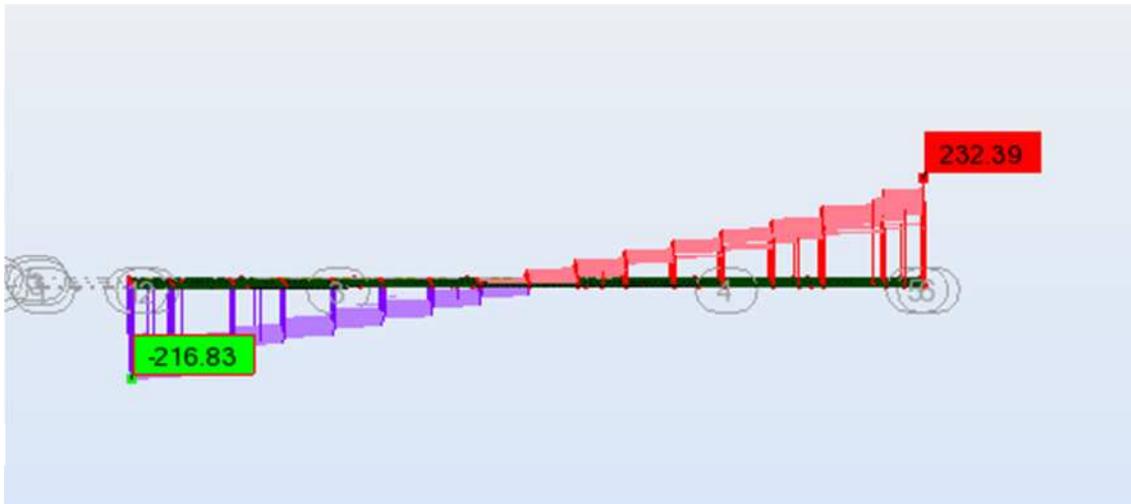
D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable  $1.35G + 1.35D_{240}$  à l'E.L.U et  $G + D_{240}$  à l'E.L.S.

$T_{max} = 313.72T$  a l'ELU.



**Fig. VI-3 :** Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

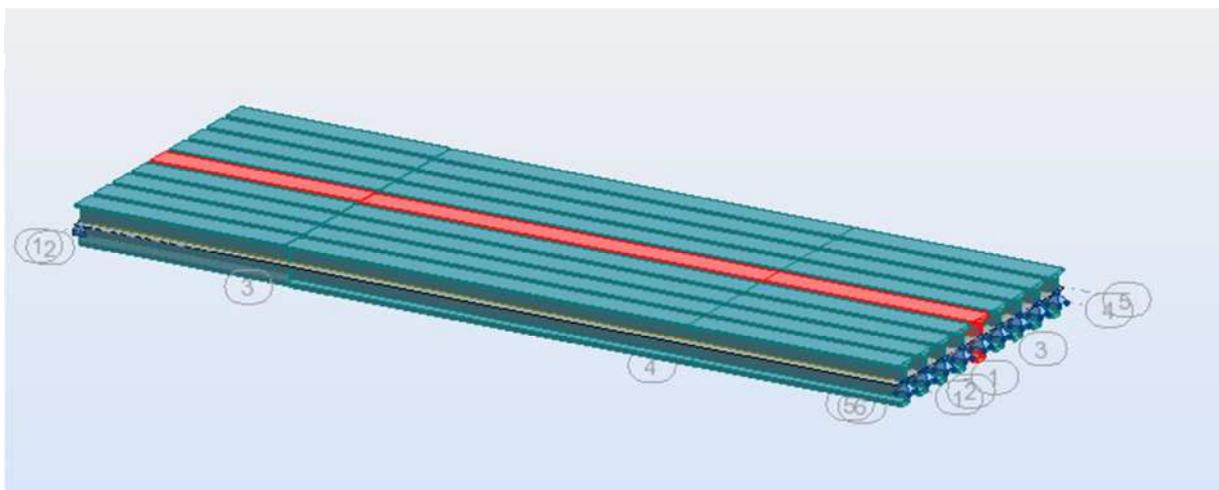
$T_{max} = 232.39 \text{ T}$  a l'ELS.



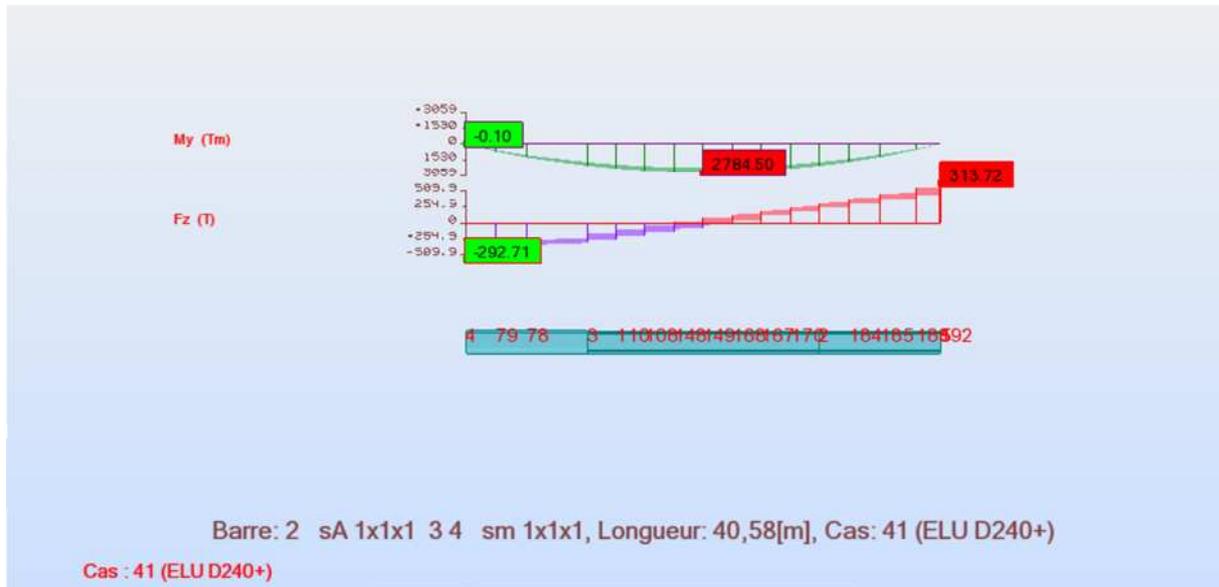
**Fig-VI-4 :** Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

**Rq:**  $M_{min} = 555.61 \text{ t.m}$  est donnée sous le poids propre G.

**VI-4-la poutre la plus sollicitée :**



**Fig-VI-5:** La poutre la plus sollicitée.



**Fig VI-6:** Diagramme du moment fléchissant max et l’effort tranchant sous la poutre la plus sollicitée.

Les efforts maximums sont donnés par la combinaison : 1.35G+1.35D240 :

Effort interne	M (t.m)	T(t)
Etats		
ELU	2784.50	313.72
ELS	2062.59	232.39

**Tableau VI-3:** Efforts internes maximum dans les poutres.

**VI-5 -Etude du platelage :**

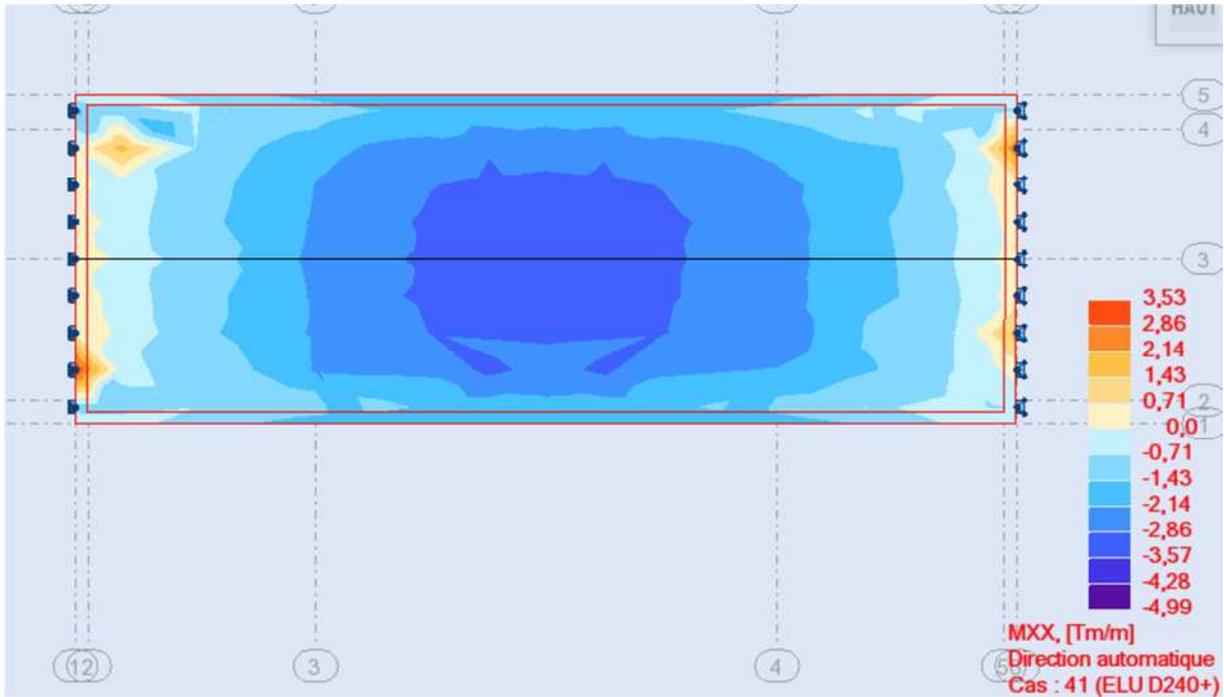
Le platelage est constitué d’une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- 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

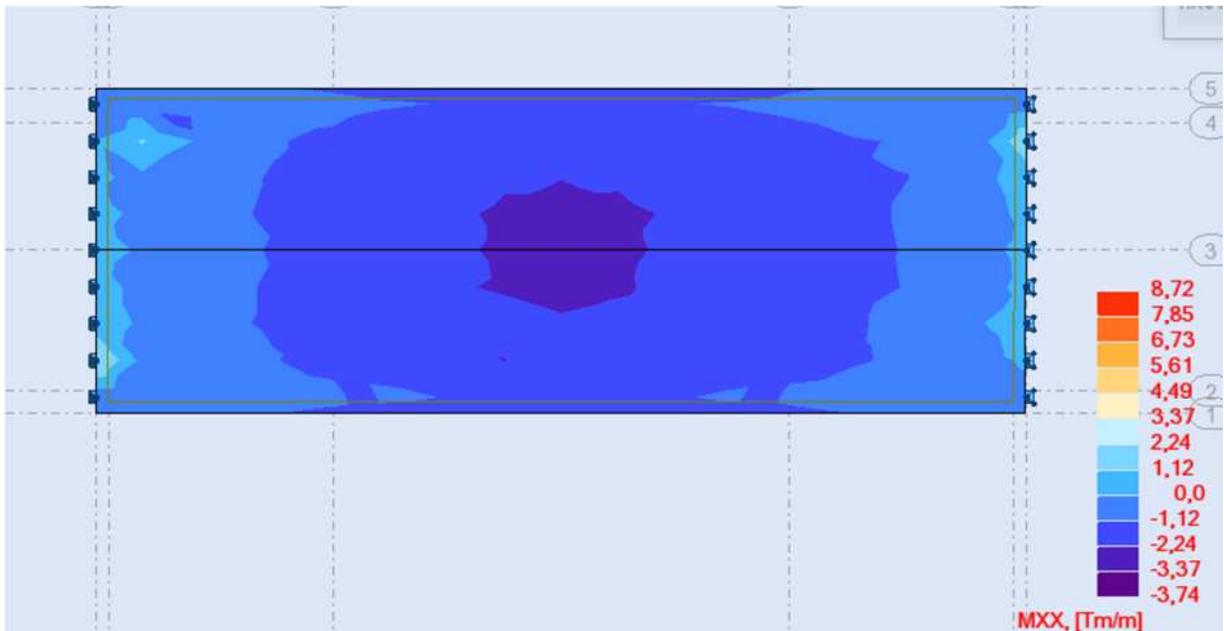
**VI-5-1) Flexion longitudinale :**

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison (1.35G + 1.35D240) à l'E.L.U.



**Fig. VI-7-** Moment maximum longitudinal dans la dalle.

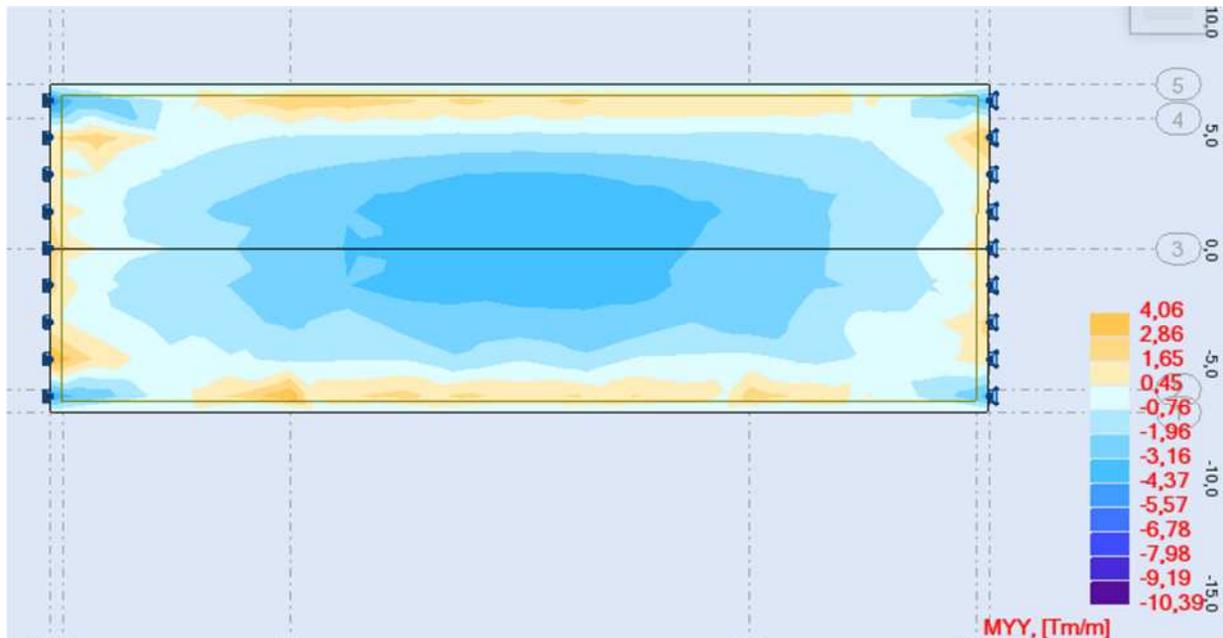
A E.L.S :



**Fig. VI-8-** Moment maximum longitudinal dans la dalle.

**VI-4-2) Flexion transversale :**

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison (1.35G + 1.35D240) à l'ELU.



**Fig. VI-9-**Moment maximum transversal dans la dalle

**VI-6-Frissage de la dalle :**

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

**VI-6-1) Dans le sens transversal :****a) En travée :**

- Armatures inférieures E.L.U :

$$M_{\mu} = 4.06t.m/ml = 4.06 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

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

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

$\phi$ : diamètre de l'armature

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

$$\text{Donc : } d = 20 - 3 = 17\text{cm}$$

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

$$\text{Fe500} \longrightarrow \gamma_s = 1.15 \longrightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa} = 435 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$f_{c28} = 37\text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 37}{1.5} = 20.96 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.06 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 20.96} = 0.07 < \mu_u = 0.392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.07 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.964$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.06 \times 10^4}{0.964 \times 17 \times 435} = 5.7 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 4.03 \text{ t.m/ml} = 4.03 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 37 = 22.2 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.82 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.7}{100 \times 17} = 0.342 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 39.95 \\ \beta_1 = 0.909 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{4.03 \times 10^4}{5.7 \times 0.909 \times 17} = 457.53 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 234.07 \text{ MP}$$

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

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.03 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 234.07} = 0.00596 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 101.3 \\ \beta_1 = 0.957 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.03 \times 10^4}{0.957 \times 17 \times 234.07} = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K1} = \frac{234.07}{101.3} = 2.31 < \bar{\sigma}_{bc} = 22.2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 10.26 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA20**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.82}{500} \times 100 \times 17 = 2.20 < A \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 17} = 0.77 < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3.7MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2\Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2\Psi_s \cdot f_{t28} = 2 \times 1.5 \times 2.82 = 8.46 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 170 \times 314.159} = 2.74 MPa$$

$$2.74 MPa < 8.46 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 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 :

$$V_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times d = 0.294MN = 29.4t$$

$$V_u = 13.20t < 29.4t \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## B) Aux appuis :

Armatures supérieurs

**E.L.U**

$$M_u = 2.83 \times 10^4 N.m/ml$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.83 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 20.96} = 0.05 < \mu_u = 0.392$$

$\implies$  Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.05 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.974$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.83 \times 10^4}{0.974 \times 17 \times 435} = 3.93cm^2$$

**E.L.S**

$$Mu = 2.10 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 22.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 234.07 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_u}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 17} = 0.23 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 49.93 \\ \beta_1 = 0.923 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{2.10 \times 10^4}{3.93 \times 0.923 \times 17} = 340.55 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 234.07 \text{ MPa} \text{ Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S}$$

$$\mu_1 = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.10 \times 10^4}{100 \times 17^2 \times 234.07} = 0.0031 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K1 = 39.95; \\ \beta_1 = 0.909 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.10 \times 10^4}{0.909 \times 17 \times 234.07} = 5.81 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{K1} = \frac{234.07}{39.95} = 5.85 < \overline{\sigma}_{bc} = 22.2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max}(A_u ; A_s) = 5.85 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft_{28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.82}{500} \times 100 \times 17 = 2.20 < A = 5.85$$

→ **Condition vérifiée**

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} < \min \left\{ 0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 17} = 0.77 < \min \left\{ 0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.7 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2\Psi_s . ft_{28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2\Psi_s . ft_{28} = 2 \times 1.5 \times 2.82 = 8.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 170 \times 266.19} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$3.24 \text{ MPa} < 8.46 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI-6-2) Dans le sens longitudinal :****A) en travée**

- Armatures inférieures E.L.U :

$$M\mu = 3.53t.m/ml = 3.53 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$dy = dx - 0.5(\phi x + \phi y)$$

$\phi x$ : diamètre de l'armature  $Lx$

$\phi y$ : diamètre de l'armature  $Ly$ ; on le fixe a 10mm

$$dy = 17 - 0.5(2 + 1) = 15.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.53 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 20.96} = 0.07 < \mu_u = 0.392$$

⟹ Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.07 \longrightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.964$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$Au = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.53 \times 10^4}{0.964 \times 15.5 \times 435} = 5.43 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 8.72 \text{ m/ml} = 8.72 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 22.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 234.70 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot Au}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.43}{100 \times 15.5} = 0.35 \longrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{Au \times \beta_1 \times d} = \frac{8.72 \times 10^4}{5.43 \times 0.908 \times 15.5} = 1141.03 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{bc}} = 234.07 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{8.72 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 234.07} = 0.0156 \longrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K1 = 13.57; \\ \beta_1 = 0.825 \end{array} \right.$$

$$As = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{8.72 \times 10^4}{0.825 \times 15.5 \times 234.07} = 29.13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_{st}}}{K1} = \frac{234.07}{13.57} = 17.24 < \overline{\sigma_{bc}} = 22.2 \text{ MPa}$$

Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 29.13 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA25**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.82}{500} \times 100 \times 15.5 = 2.01 < A$$

→ **Condition vérifiée**

- Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 15.5} = 0.85 < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.7 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2 \Psi_s \cdot f_{t28} = 2 \times 1.5 \times 2.82 = 8.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 155 \times 314.159} = 0.03 \text{ MPa}$$

$$0.03 \text{ MPa} < 8.46 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## B) Aux appuis :

Armatures supérieures

### E.L.U

$$M_u = -0.1 \times 10^4 \text{ N.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.1 \times 10^4}{100 \times 15.5^2 \times 20.96} = 0.001 < \mu_u = 0.392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_{bu} = 0.001 \rightarrow \text{De l'abaque } \beta = 0.999$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.1 \times 10^4}{0.999 \times 15.5 \times 435} = 1.14 \text{ cm}^2$$

**E.L.S**

$$Mu = -0.19N.m/ml$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 22.2MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 234.07MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100.Au}{b.d} = \frac{100 \times 1.14}{100 \times 15} = 0.07 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K1 = 96.1 \\ \beta_1 = 0.955 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{Au \times \beta_1 \times d} = \frac{0.19 \times 10^4}{1.14 \times 0.955 \times 15} = 116.34MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 234.07MPa \text{ Donc la section d'armature à E.L.U est suffisante}$$

Soit **4HA10**

- Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.82}{500} \times 100 \times 15 = 1.94 > A_{min} = 1.16$$

→ **Condition vérifié**

- Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{13.2 \times 10^2}{100 \times 15} = 0.7 < \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3.7MPa \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2\Psi_s . f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2\Psi_s . f_{t28} = 2 \times 1.5 \times 2.82 = 8.46 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{13.20 \times 10^4}{0.9 \times 155 \times 266.19} = 3.55 MPa$$

$$3.55 MPa < 8.46 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**Récapitulatif :**

Suivant Lx:

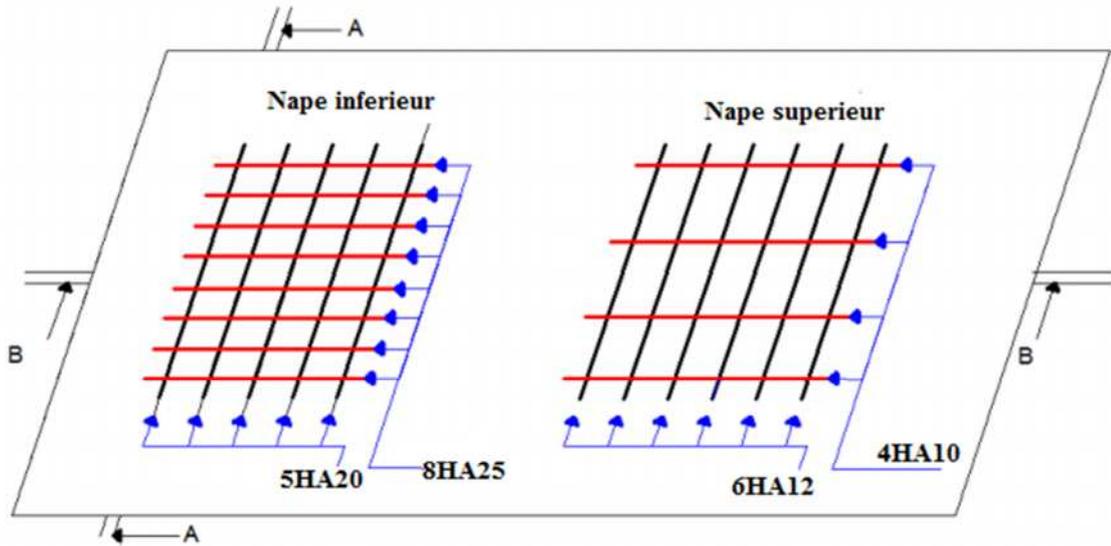
En travée : **5HA20**

Aux appuis : **6HA12**

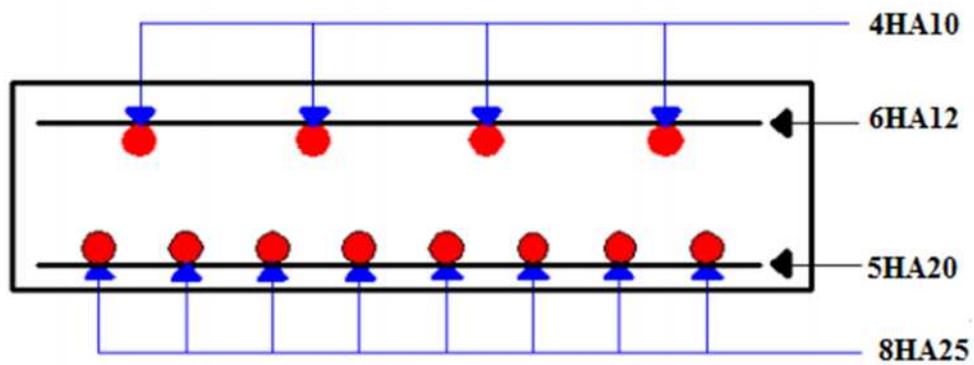
Suivant Ly :

En travée : **8HA25**

Aux appuis : **4HA10**



**Fig-VI-10-**Vue en plan du ferrailage de la dalle.



**Fig-VI-11-** Ferrailage dans le sens Longitudinal (coupe A-A)

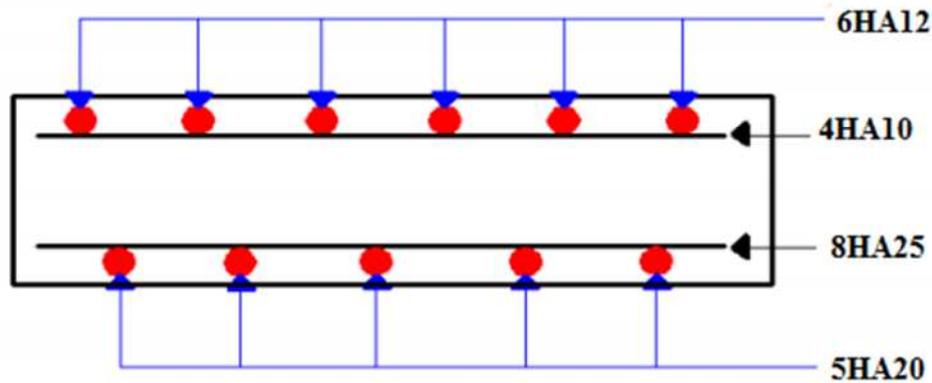


Fig-VI-12-Ferailage dans le sens Transversal (coupe B-B)

### VI-7) Etude à La torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace : Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considérer les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse. On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversales de la poutre.

#### VI-7-1) Effet de la torsion :

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion «  $\tau$  » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ( $a > b$ ) ; par la formule.

$$\Gamma = K \cdot b \cdot a^3$$

La valeur de k dépend du rapport :  $R = b/a$  est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left( 0.051 + \frac{0.168}{R} \right) e^{-0.13R}$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion «  $\tau$  ».

Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections :

-L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle-Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

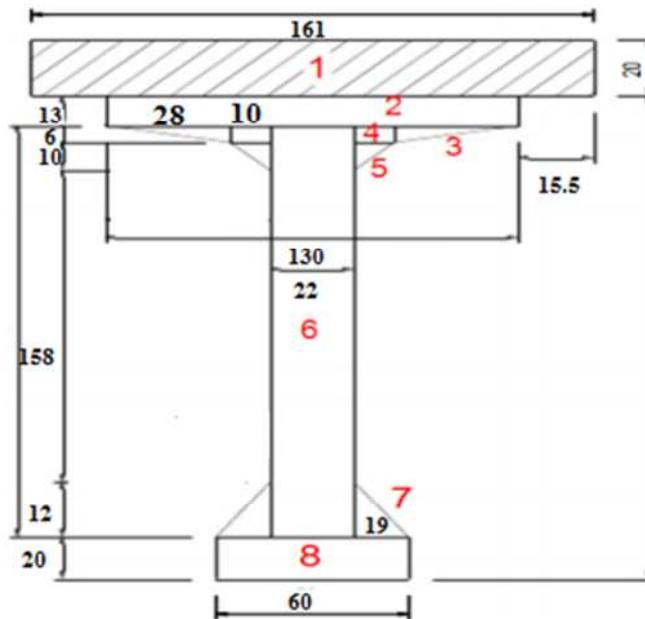


Figure-VI-13 : Section de torsion

Elément N°	a(m)	b(m)	R	K	$\Gamma * 10^{-4} (m^2)$
1	0.20	1.61	8.05	0.3081	39.683
2	0.13	1.30	10	0.315	7.076
3*2	0.06	0.28	4.67	0.286	0.173
4*2	0.06	0.10	1.67	0.2098	0.045
5*2	0.1	0.10	1	0.141	0.141
6	0.22	3.34	15.182	0.325	115.58
7*2	0.12	0.19	1.58	0.205	0.673
8	0.2	0.6	0.95	0.133	6.384
$\Sigma\tau$	/	/	/	/	<b>169.755</b>

Tab-VI-4 : Calcul de l'inertie de torsion  $\tau$ .

$$\tau_{\text{ame}} = 115.58 * 10^{-4} m^2$$

$$\tau_{\text{total}} = 169.755 * 10^{-4} m^2$$

$$\frac{\tau_{\text{ame}}}{\tau_{\text{total}}} = 0.681$$

Donc l'âme reprend 68.1% du moment de torsion appliqué sur la poutre.

Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

Etat	Poutre	Ame
E.L.U	18.3	14.04
E.L.S	15.64	10.9

**Tab VI-5-** Moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b est maximale au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{ame} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left( 4.81 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right)$$

$$a = a_{net} - \frac{\phi}{2} = 22 - \frac{10}{2} = 17 \text{ cm} \quad ; \quad \phi = 10 \text{ cm est le diamètre extérieur de la gaine.}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{200}{17} = 11.76$$

Donc :

$$\tau_{ame} = \frac{Mt}{0.17^3} \cdot \frac{1}{11.76} \left( 4.81 - 1.81 \cdot \frac{11.76-1}{\sqrt{2+11.76^2}} \right) = 1.58 \cdot Mt$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

E.L.U:

$$\tau_{ame} = 1.58 \times 14.04 = 22.18 \text{ MPa}$$

E.L.S:

$$\tau_{ame} = 1.58 \times 10.9 = 17.22 \text{ MPa}$$

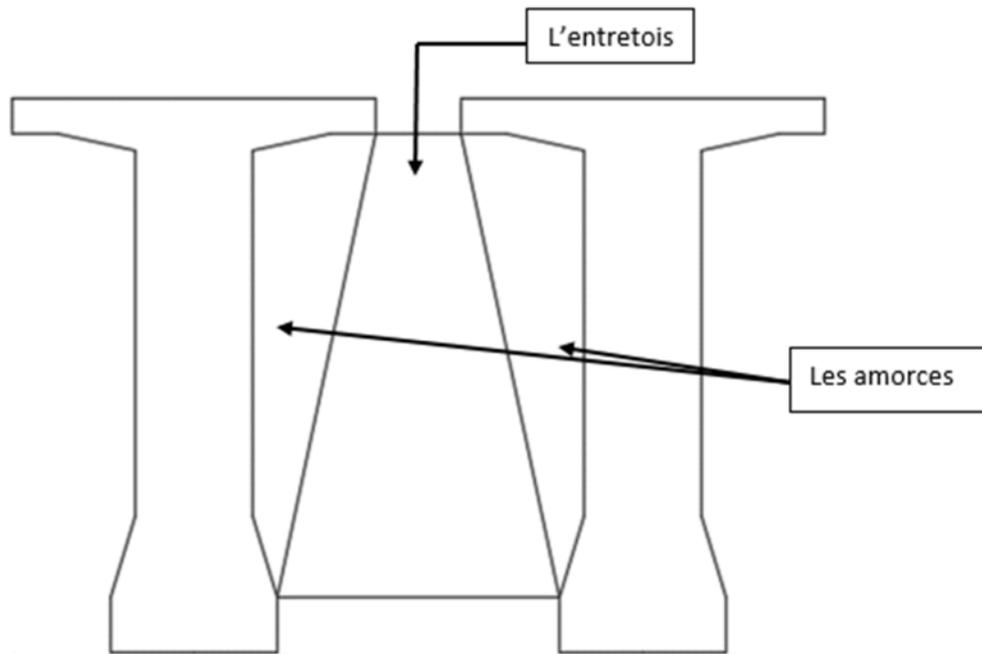
NB: Les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

# Chapitre VII

## Étude des entretoises d'about

**Introduction :**

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulés 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.



**Fig.VII-1:** Surface d'influence de l'entretoise

**VII-1-Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise :**

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

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

**1-Poids de propre (entretoise + Amorce) :**

$$2 \times 0.0377 + 0.32 = 0.3954 \text{ t/ml.}$$

**2- Le poids propre de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = 0.805 \text{ t/ml.}$$

**3-poids du revêtement bitumineux et l'étanchéité :**

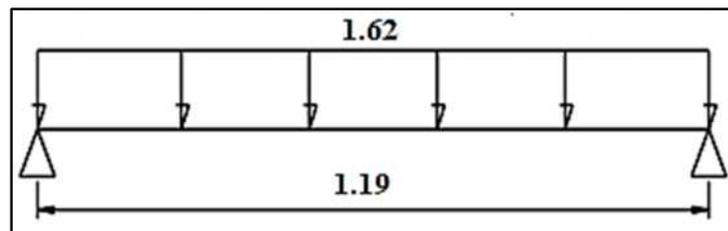
P chaussée = 0.425t/ml.

La charge permanente revenant à l'entretoise est :

P entretoise=0.3954+0.805+ 0.425=1.6254t/ml.

**4-Le moment fléchissant :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.6254 * (1.21 * 1.21)}{8} = 0.297 \text{ t/ml.}$$



**Fig-VII-2 :** Calcul de Moment fléchissant

Les entretoises sont supposé semi-encastrées dans les poutres du pont, donc on aura :

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 * 0.297 = 0.238/\text{ml}$$

$$M_t = -0.5M_0 = -0.5 * 0.297 = -0.149/\text{ml}$$

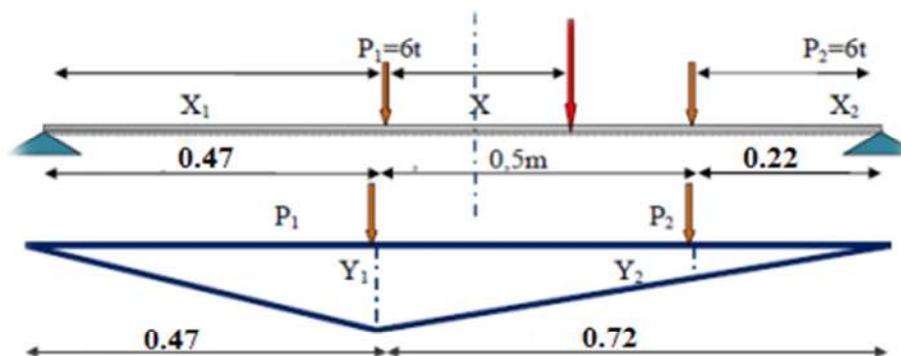
**5-Effort tranchants :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{1.6254 * 1.21}{2} = 0.983\text{t.}$$

**• Charge Bc :**

Deux roues de 6 tonnes de deux camions roulant côte à côte sur l'entretoise nous donnent la position la plus défavorable.

**1 - Moment fléchissant : (théorème de BARRES)**



**Fig-VII-3 :** Ligne d'influence de moment

$$\sum M/P1 = 0.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.5P_2 + XR = 0 \\ R = P_1 + P_2 = 12 \end{array} \right\} X = \frac{-0.5P_2}{R} = -0.25\text{m.}$$

$$X_1 = \frac{1.19}{2} - \frac{0.25}{2} = 0.47\text{m.}$$

$$X_2 = 1.19 - (0.47 + 0.5) = 0.22\text{m.}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{L} = \frac{0.47 \cdot 0.72}{1.19} = 0.284\text{m.}$$

$$Y_2 = \frac{0.22 \cdot 0.72}{1.19} = 0.133\text{m.}$$

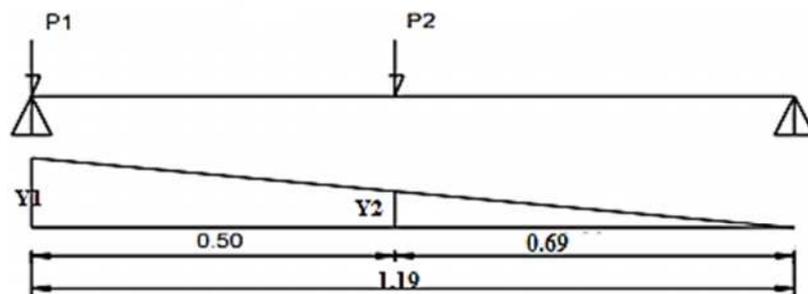
$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 6(0.133 + 0.284) = 2.502\text{t/ml}$$

Donc :

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 \cdot 2.502 = 1.6416\text{t.m}$$

$$M_t = -0.5M_0 = -0.5 \cdot 2.502 = -1.026\text{t.m}$$

## 2-Effort tranchant :



**Fig-VII-4** : Ligne d'influence de T.

$$Y_1 = 1.$$

$$Y_2 = \frac{1 \cdot 0.69}{1.19} = 0.579.$$

$$T_{\max} = \sum P_i Y_i = 6(1 + 0.579) = 9.474\text{t.}$$

### • Charge Bt :

a) moment fléchissant

On est en présence de deux roues de 8t chacune

$$\sum MG = \sum MR.$$

$$8(2\delta) = 8(1-2\delta) \longrightarrow \delta = 0.25.$$

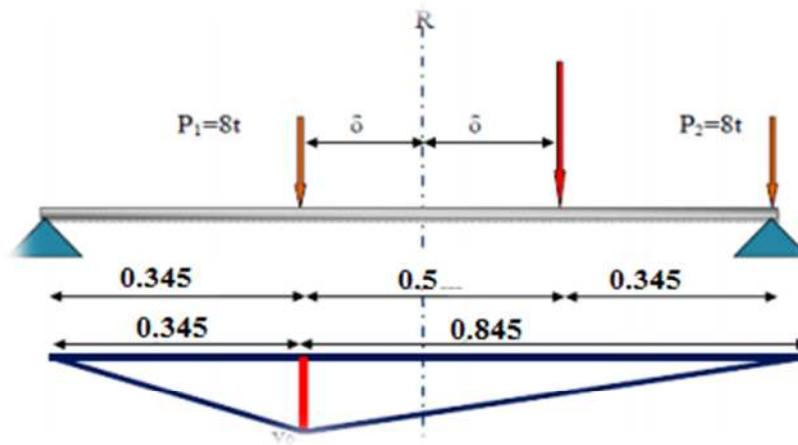


Fig-VII-5 : Ligne d'influence de moment.

$$P_1 = P_2 = 8t$$

$$X_1 = \frac{1.19}{2} - 0.25 = 0.345 \text{ m.}$$

$$Y_0 = \frac{0.345 \cdot 0.845}{1.19} = 0.245$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i \longrightarrow M_{\max} = 8 (0.245) = 1.96 \text{ t/ml.}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \cdot 1.96 = 1.568t$$

$$M_t = -0.5 M_0 = -0.5 \cdot 1.96 = -0.98t$$

**b) effort tranchant :**

$$Y_1 = 1m.$$

$$Y_2 = \frac{1 \cdot 0.19}{1.19} = 0.159$$

$$T_{\max} = 8(1+0.159) = 9.272t$$

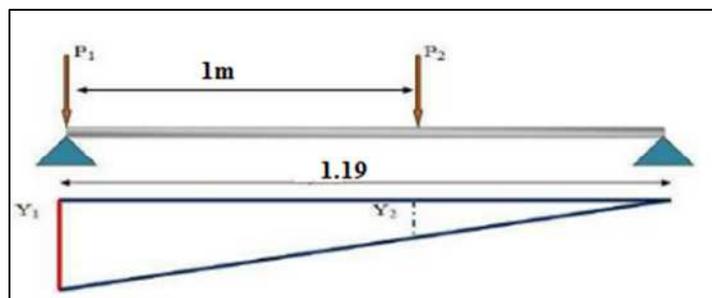
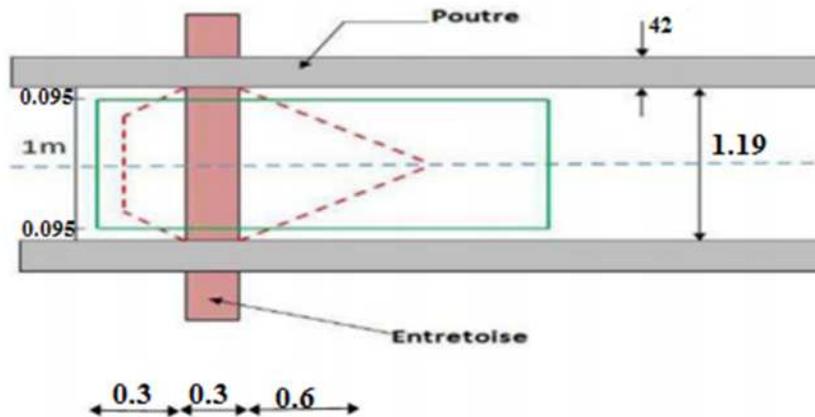


Fig.VII-6 : Ligne d'influence de moment

• **Système Mc 120:**

a) Moment fléchissant :

La règle du fascicule 61 titre II, 9.31 n'est pas vérifiée alors on déduit qu'on ne peut placer qu'une seule chenille entre deux poutre principales.



**Fig.VII-7** surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.

Surface d'influence :

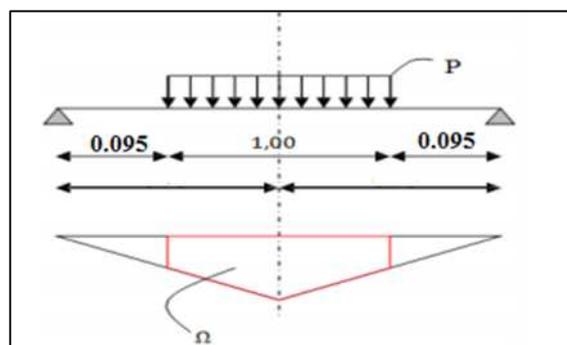
$$S = (1 \times 1.20) - [(0.5 \times 0.6) + (0.3)^2] = 0.81 \text{ m}^2$$

La charge d'une seule chenille par mètre carré est :

$$P = \frac{55}{6.1} = 9.016 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$P = 9.016 \times 0.81 = 7.303 \text{ t/ml.}$$



**Fig.VII-8** : Ligne d'influence de T.

$$I_c = \frac{0.6 \cdot 0.6}{1.19} = 0.302 \text{ m.}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{I_c \cdot 0.095}{0.6} = \frac{0.302 \cdot 0.095}{0.6} = 0.048 \text{ m.}$$

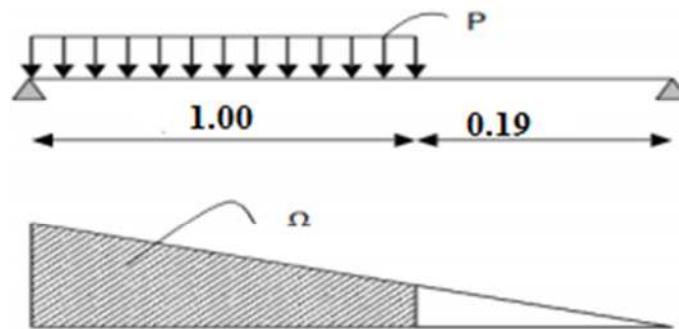
$$\Omega = 2(I_c + I_1) \cdot \frac{0.5}{2} = 0.175 \text{ m}$$

$$M_0 = 7.303 \cdot 0.175 = 1.278 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 \cdot 1.278 = 1.0224 \text{ m}$$

$$M_t = -0.5M_0 = -0.5 \cdot 1.278 = -0.639 \text{ m}$$

**b) effort tranchant :**



**Fig.VII-9-** Ligne d'influence de T (Mc120).

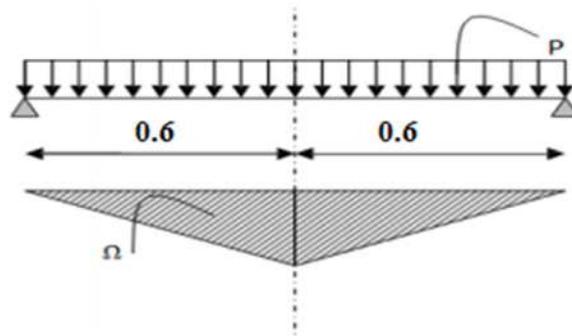
$$\Omega = \frac{b}{L} \cdot L_c \cdot \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right) = \frac{1.20}{1.19} \cdot 1 \cdot \left(1 - \frac{1}{1.19 \cdot 2}\right) = 0.585 \text{ m}^2.$$

D'où :

$$T_{\max} = 0.585 \cdot 7.303 = 4.272 \text{ t.}$$

**• Surcharge D240**

a) Moment fléchissant :



**Fig.VII-10-** Surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.

$$\sigma = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.03 \text{ t/ml}$$

Donc la charge qui revient à l'entretoises est :

$$P = 4.03 \times 1.24 = 5 \text{ t/ml}$$

$$\Omega = \frac{0.60 \times 0.60}{1.19} \times 1.19 \times \left(1 - \frac{1.19}{2 \times 1.19}\right) = 0.18 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_0 = 5 \times 0.18 = 0.9 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.9 = 0.72 \text{ t.m}$$

$$M_t = -0.5 M_0 = -0.5 \times 0.9 = -0.45 \text{ t.m}$$

**b) effort tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{5 \times 1.19}{2} = 2.975 \text{ t.}$$

charge	Coefficient		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T(t)
	$\delta$	bc, bt			
G		1	0.238	-0.149	0.983
Bc	1.06	0.95	1.6416	-1.026	9.474
Bt	1.05	1.2	1.568	-0.98	9.272
Mc120	1.05	1	1.0224	-0.639	4.272
D240		1	0.72	-0.45	2.9765

**Tab-VII-1-**Moment et effort tranchant.

COMBINISON	ELU	ELS
(I)	1.35G + 1.6 Max [Bt, Bc]	G + 1.2 Max [Bt, Bc]
(II)	1.35G + 1.35 Max [Mc120,D240]	G + Max [Mc120,D240]

**Tab-VII-2-** Combinaison des efforts internes.

Etat		Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
ELU	I	2.95	-3.136	16.48
	II	1.7	-081	7.09
ELS	I	2.21	-1.325	12.35
	II	1.26	0.6	5.26

**Tab-VII-3-** Moment et effort tranchant après combinaison.

### VII-2- : Ferrailage de l'entretoise :

Ferrailage longitudinale :

Soit à calculer une section rectangulaire de 0.3 m de largeur et de 1.19m de longueur, soumis à la flexion simple.

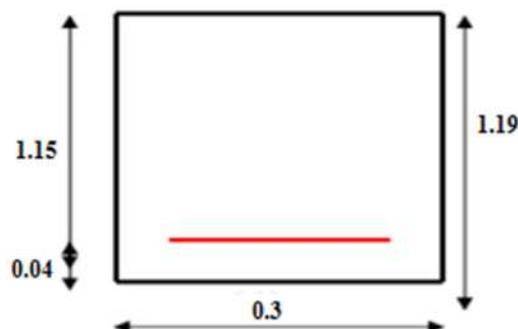
Acier FeE400.

Béton  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

C= 4cm

$\square b = 1.5$  (situation durable

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



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

- E.L.U :

$M_t = 2.95 \text{ t.m} = 29.5 \text{ kn.m.}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{29.5 \cdot 1000}{30.115 \cdot 115^2 \cdot 19.83}$$

$\mu_b = 0.00375.$

$\mu_b = 0.00375 < \mu_b = 0.392$  → donc la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.00375 \longrightarrow \beta = 0.998.$$

$$A_u = \frac{Mtu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.5 \cdot 1000}{0.998 \cdot 115 \cdot 348} = 0.7386 \text{ cm}^2$$

**E.L.S :**

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

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times ft28} \right\} \longrightarrow \text{avec } \eta = 1.6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$$

$$M_t = 2.21 \text{ t.m} = 22.1 \text{ KJ.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_u}{b d} = \frac{100 \cdot 0.7386}{30 \times 115} = 0.0214 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.974 \\ k = 177.3 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t(\text{ser})}{\beta \cdot d \cdot A_u} = \frac{22.1 \times 10^3}{0.9734 \times 115 \times 0.738} = 267.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_s \longrightarrow$  il faudra refaire ferrailage la section à l'ELS

$$\mu_b = \frac{M_t(\text{ser})}{b \cdot d \cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{22.1 \cdot 1000}{30 \cdot 115 \cdot 115 \cdot 228.63} = 0.00024$$

$$\mu_b = 0.00024 \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.972 \\ k = 163.6 \end{array} \right. \longrightarrow$$

$$A_{ser} = \frac{M_t(\text{ser})}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{22.1 \cdot 1000}{0.972 \cdot 115 \cdot 228.63} = 0.865 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_b = K^{-1} \times \bar{\sigma}_s = \frac{1}{177.3} \times 228.63 = 1.289 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 1.289 < 21 \text{ MPA}.$$

$$\text{Alors } A_{\text{final}} = A_{ser} = 0.865 \text{ cm}^2$$

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

**Vérification de la condition de non fragilité de béton :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 30 \times 115 = 5.356 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.356 \text{ cm}^2$$

On va adopter une section d'armature  $6.03 \text{ cm}^2$  soit 3T16

**Effort tranchant :****1) Contrainte tangentielle :**

$$\tau_\mu = \frac{v\mu}{b \cdot d} = \frac{164.8 \times 10^3}{300 \times 1150} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

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

### 1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

Avec :  $\Psi_s = 1.5$

$\bar{\tau}_{ser} = 2 \cdot \Psi_s \cdot f_{t28} = 8.10 \text{ MPA}$ .

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

Avec :

$U_i = \pi \times \varphi = \pi \times 1.6 = 5.024 \text{ cm}$  ———> périmètre utile.

$A_i = 1.54$  ———> Section d'une barre

$A_i = 6.03 \text{ cm}^2$  ———> Section totale

$$\tau_u = \frac{164.8 \times 1.54 \times 1000}{0.9 \times 115 \times 4.396 \times 6.03 \times 100} = 0.925 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.925 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{ser} = 8.1 \text{ MPA} \iff$  Condition vérifiée.

### Ferrailage transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h: Hauteur de l'entretoise ; h = 119cm

$b_0$  : Largeur de l'âme ;  $b_0 = 30 \text{ cm}$

$\phi_L$  : Diamètre des armatures tangentielles  $\phi_L = 1.6 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min \{3.4 ; 1.6 ; 3\}$$

$$\phi_t = 1.6 \text{ cm}$$

### On choisira :

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

Soit un cadre de T10 pour assurer la bonne liaison des (4) barre longitudinales

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Escapement minimal:

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

$$S_{t1} = \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times \tau} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{30 \times 0.49} = 68.35 \text{ cm}$$

Remarque : entre l'amorce et l'entretoise, il y aura reprise de bétonnage.

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.667 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min \{40; 68.35; 104.667\}$$

D'où:  $S_{t2} = 35 \text{ cm}$ .

**Armature de peau :**

D'après le B.A.E.L, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement à la fibre Moyenne et ce dans le cas des poutres de grandes hauteurs, 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 :**

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10}\right)$$

$$H_{\text{ame-poutre}} \geq 2 \times \left(80 - \frac{400}{10}\right) = 80 \text{ cm}$$

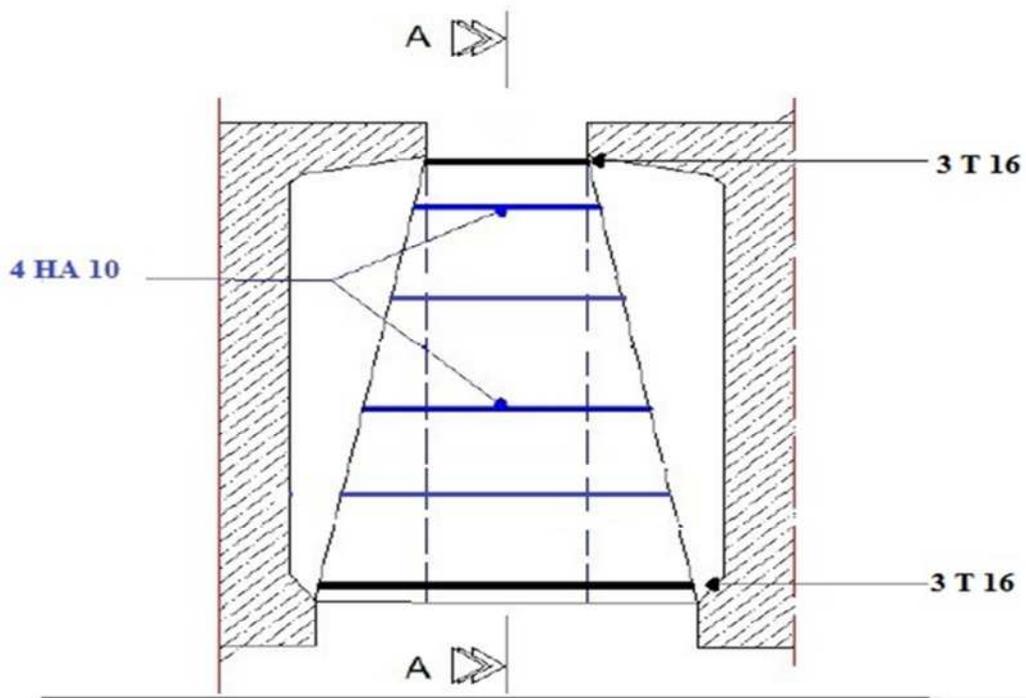
Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la Poutre appelée **armature de peau**, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

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.

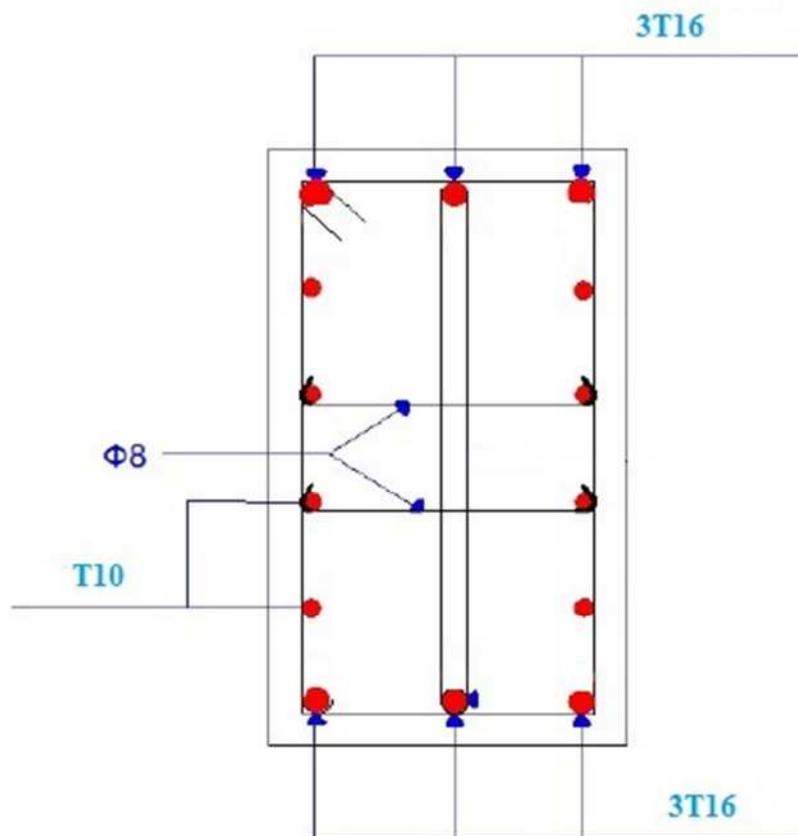
$$A \geq 3\text{cm}^2 / \text{ml}$$

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

**Ferrailage de l'entretoise d'about :**



**Fig. VII.12:** Coupe de ferrailage de l'entretoise d'about



**Fig. VII.14:** Plan de ferrailage de l'entretoise d'about.

# *Chapitre VIII*

## *Etude de la précontrainte et perte de tension*

**Introduction :**

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieurs créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produit par les charges extérieures.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

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

Classes de vérification sont définies dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L

Notre ouvrage est de la classe II.

**VIII-1-Contraintes limites réglementaires pour la classe II :**

Selon l'ouvrage de : « la précontrainte » (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon : -

La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation)

- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes

- La valeur de calcul de la précontrainte

- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares (en section d'enrobage)

**VIII-2) Dimensionnement de la précontrainte :**

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée dans la section la plus dangereuse est à

**VIII-2-1 : Précontrainte minimale :**

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « Pmin » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

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

Avec :

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

**PII** : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P<sub>2</sub> », et dans la section médiane (poutre et section lus sollicité).

- **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L. S sont :**

**Mmax** = 2062.59 t.m (calculé sous la combinaison **G+D240** de l'E.L. S)

**Mmin** = 555. 61t.m (calculé sous G uniquement)

$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2062.59 - 555.61 = 1506.98 \text{ t.m}$

**$\Delta M = 1506.98 \text{ m}$**

	<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>IG (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>V (cm)</b>	<b>V' (cm)</b>	<b>ρ (%)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>r<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poutre seule</b>	6821	33442181.2	92.68	107.32	49,3	200	4902.82
<b>Poutre + hourdis</b>	9880	54211160.9	62.94	137.06	63.6	220	5486.96

**TAB. IX.1** : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$\sigma_{ti} = -ft_8 = -3.6 \text{ MPa}$  (dans la section d'enrobage)

$\sigma_{ti} = -1,5 ft_8 = -5,4 \text{ MPa}$  (hors de la section d'enrobage)

**-En section sous critique :**

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

ρ : Rendement géométrique de la section.

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

B : l'aire de la section.

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

$$e_0 = \rho \times v - \frac{M_{\max} + \rho \times v \times B \times \sigma_{ti}}{\rho}$$

**A.N :**

$$P_I = \frac{1506.98 \times 10^3}{0.495.200} + \frac{6821}{200} * 200 * (-3.6 * 10^{-1}) = 12766.4602 \text{ KN}$$

**-En section sur critique :**

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

$$d' = 1.5 * \varphi = 1.5 * 9.5 = 14.25 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on admit:}$$

$$d' = 14.25 \text{ cm}$$

$$P_{II} = \frac{2062.59 * 10^3 + 0.495 * 6821 * 92.68 * (-3.6 * 10^{-1})}{0.495 * 92.68 + 107.92 - 14.25}$$

$$P_{II} = 14771.94 \text{ KN}$$

$$e_0 = - (V' - d')$$

$$P_I = 12766.4602 \text{ KN} < P_{II} = 14771.94 \text{ KN.}$$

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

**Donc :**

$$P_{min} = P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup (12766.4602 ; 14771.94) = 14771.94$$

$$P_{min} = 14771.94 \text{ KN}$$

**Alors l'excentricité  $e_0$  :**

$$e_0 = - (V' - d') = - (107.92 - 10.05) = - 97.87 \text{ cm.}$$

### VIII.2.2 : Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle ; On suppose une perte de précontrainte de 32%.

$$P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{14771.94}{0.68} = 21723.44 \text{ KN}$$

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 19T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,2 cm.
- Diamètre intérieur de la gaine = 9.5 cm
- Diamètre extérieur de la gaine = 10cm.
- Section nominal du câble =  $140 \times 19 = 2660 \text{ mm}^2$ .
- $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ .

- $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$ .

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}) \longrightarrow \sigma_{p0} = \text{Min}(1416, 1424.7)$$

$$\sigma_{P0} = 1416 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P0} \times A = 1416 \times 2660 \times 10^{-3} = 3766.56 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{21723.44}{3766.56} = 5.76 \longrightarrow \text{on prend } n=6 \text{ câble de 19T15}$$

$$P_{min} = 3766.56 \times 6 = 22599.36 \text{ KN}$$

### VIII.2.3 : Vérification des sections :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P, e0 . V}{I} + \frac{Mmin.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P, e0 . V'}{I} - \frac{Mmin.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P, e0 . V}{I} + \frac{Mmax.V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P, e0 . V'}{I} - \frac{Mmax.V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{array} \right.$$

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

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

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

En construction, la mise en tension se fait au 14<sup>ème</sup> jour (50%).

- **Contrainte limite :**

- **En compression :**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 f_{c14} = 0,6 f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}; \quad f_{c28} = 50 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 28.57 \text{ MPa}$$

- **En traction :**

Avec :

$$f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{1.4+0.95.14} \times 50 = 47.619 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0,6 + 0,06f_{c14} = 3.457 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 f_{t14} = -1,5 \times 3.46 = -5.186 \text{ MPa (hors de la section d'enrobage)} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -3.46 \text{ MPa (dans la section d'enrobage)} \end{array} \right.$$

#### Vérification des contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P_e \cdot 0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = . 5.186 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{à la fibre supérieure}$$

$$e_0 = - (V' - d') = - (107.92 - 10,05) = - 97.87 \text{ cm.}$$

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

$$q_G = 3.075 \text{ t/ml (Chapitre V)}$$

$$M_{min} = M_G = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.075 \cdot 40.58^2}{8} = 632.96 \text{ t/ml} = 6329.6 \text{ KN/m}$$

Les câbles seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10 %.

$$P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * P_{min} * \Delta\sigma \Rightarrow P = 1.02 * P_{min} - 0.8 * 0.1 * P_{min}$$

$$D'où : P = 0.94 * P_{min} = 0.94 * 22599.36 = 21243.39 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{21243.39}{6821} + \frac{21243.39 \times (-97.87) \times 92.68}{33442181.2} + \frac{6329.6 \times 92.68 \times 100}{33442181.2} = -0.086 \text{ KN/cm}^2.$$

$$\sigma_{ts} = -0.86 \text{ MPA} \geq \bar{\sigma}_{ts} = . 5.186 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► **Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P_e \cdot 0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 28.57 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{21243.39}{6821} - \frac{21243.39 \times (-97.87) \times 107.92}{33442181.2} - \frac{6329.6 \times 107.92 \times 100}{33442181.2} = 7.7811 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 77.811 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{ci} = 28.57 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles.

**VIII-2-4 : Détermination du nombre de câbles à l'about :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P_e \cdot 0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = . 5.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P_e \cdot 0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 28.57 \text{ MPA}$$

$$P = 0.94 * P_{min} = 0.94 * 3766.56 * n \text{ avec } n : \text{ nombre de câbles.}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{0.94 \times 3766.56 n}{6821} + \frac{0.94 \times 3766.56 n \times (-97.87) \times 92.68}{33442181.2} + \frac{6329.6 \times 92.68 \times 100}{33442181.2} \geq -5.186 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} = (0.52n - 0.96n + 1.75) \cdot 10 \geq -5.186 \text{ MPA} \quad n < 5.25 \dots \dots (1)$$



$$\sigma_{ci} = \frac{21243.39}{6821} - \frac{21243.39 \times (-97.87) \times 107.92}{33442181.2} - \frac{6329.6 \times 107.92 \times 100}{33442181.2} \leq 28.57 \text{ MPA}$$

$$(0.52n + 0.95n - 1.75) \cdot 10 \leq 28.57 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad n \geq 4.09 \dots \dots (2).$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que 4 câbles à l'about.

### **Conclusion :**

La mise en tension se fera en deux familles de câbles, 4 câbles à l'about et 2 câbles à l'extrados.

### **VIII -3: Tracé des câbles :**

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.

La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment  $M_p$  qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

### **VIII -3-1 : Principe de positionnement des câbles :**

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre  $2^\circ$  et  $20^\circ$ .
- Les câbles de la 2ème famille sont ancrés dans des encoches situées en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important ( $25^\circ$  environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale des encoches. Ces câbles sont ancrés entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

## - Câble d'about :

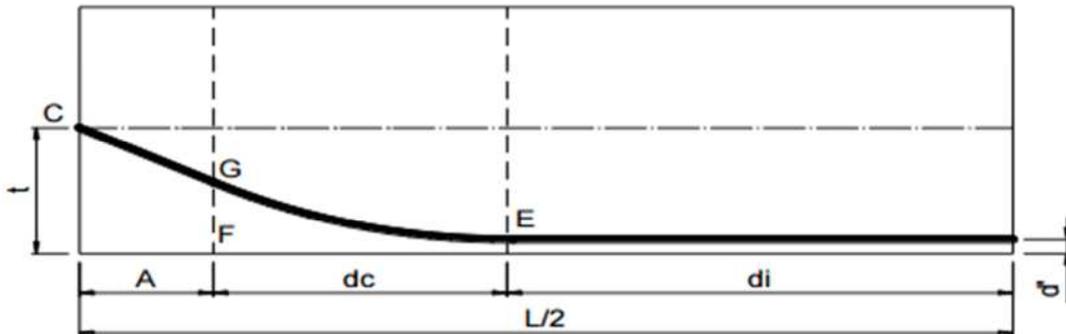


Fig-VIII -1 : Tracé d'un câble.

E : point du début de relevage.

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

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = a \cdot x^2$ .

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

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

$$\text{Donc } y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \text{tg} \alpha \longrightarrow a = \frac{\text{tg} \alpha}{2 \times dc}$$

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

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

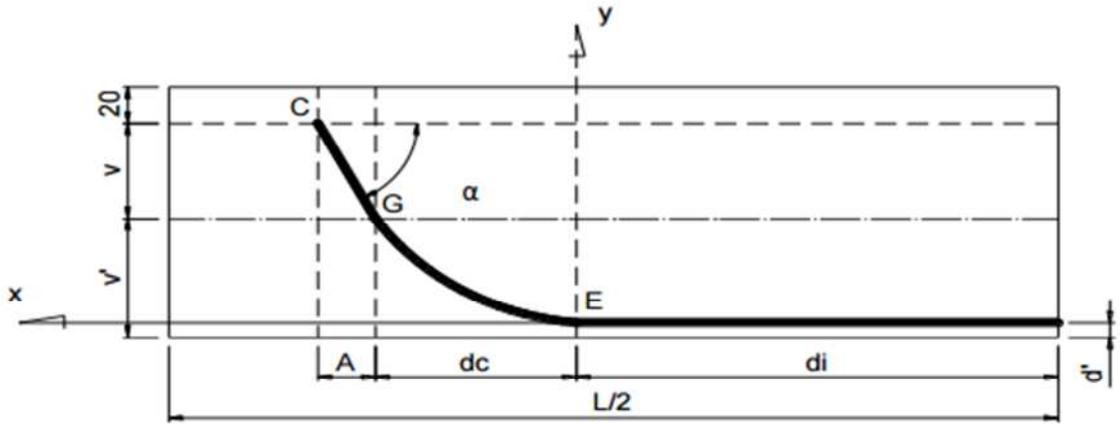
$$a \times dc^2 = t - d' - A \times \text{tg} \alpha \longrightarrow \frac{\text{tg} \alpha}{2 \times dc} \times dc^2 = t - d' - A \times \text{tg} \alpha$$

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

A : est choisi de manière à limiter de courbure de la gaine. Soit  $A = 1 \text{ m}$ .

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

**Câble extradós :**



**Fig-VIII-2 : Tracé du câble émergeant.**

EG : tronçon parabolique d'équation  $y = a \cdot x^2$

Pour  $x = dc \longrightarrow \begin{cases} y = a \times dc^2 \dots\dots\dots (1) \\ y = v' - d' \dots\dots\dots (2) \end{cases}$

$y (dc) = 2 \times a \times dc = tg\alpha \longrightarrow a = \frac{tg\alpha}{2dc} \dots\dots\dots (3)$

on remplace (3) dans (1) :

$y = \frac{tg\alpha \times dc \times dc}{2dc} \longrightarrow dc = \frac{2y}{tg\alpha} \dots\dots\dots (4)$

On remplace (2) dans (4)

$dc = \frac{2(v' - d')}{tg\alpha}$

**Dans notre projet :**

**- Câbles d'about (aux appuis) :**

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.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : quatre câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1416KN.

L'enrobage minimal est pris égale :  $c = 10 \text{ cm}$ .

Compte tenu de la disposition :

$P1 + P2 + P3 + P4 = R \qquad P1 = P2 = P3 = P4 = P$

$\sum M / fibr\ inf = R \times V' = P1 \times d + P2 \times (a' + d) + P3 \times (2a' + d) + P4 \times (3a' + d)$ .

$$V' = \frac{3}{2}a' + d$$

$$\frac{3}{2}a' = V' - d = 107.32 - 25$$

$$a' = 54.88 \text{ cm}$$

$$V - \frac{3}{2}a' = 92.68 - \frac{3}{2} \cdot 54.88 = 10.36 \approx 10 \text{ cm.}$$

Le dispositif sera donné comme suit :

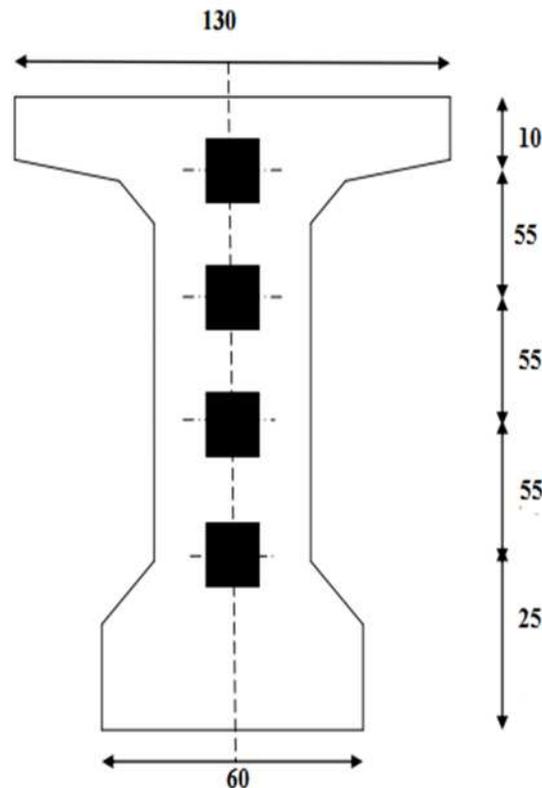


Fig- VIII-3 : Dispositifs des câbles.

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit  $\alpha$  l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_{\text{red}} \leq V$$

$V$  : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$V_{\text{red}} = V_m - P \sin \alpha$  : sous l'effet minimale des charges.

$V_{\text{red}} = V_M - P \sin \alpha$  : sous l'effet maximale des charges

c.à.d.

$V = V_m - P \sin \alpha$  ; ( $V_m$ : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre la poutre seule)

$V = VM - P \sin \alpha$ ; (VM: effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S)

Donc on peut agir sur  $\alpha$  de façon à ne pas créer de cisaillement excessif ; après calcul ; On prend comme angle de relevage :

$\alpha_1 = 5^\circ$  ;  $\alpha_2 = 12^\circ$  ;  $\alpha_3 = 15^\circ$  ;  $\alpha_4 = 18^\circ$ .

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° câble	$\alpha$	$\text{tg } \alpha$	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1ere Famille	1	5	0.087	0.25	0.11	1.20	0.0365
	2	12	0.213	0.8	0.11	4.492	0.0237
	3	15	0.268	1.35	0.11	7.256	0.0185
	4	18	0.325	1.9	0.11	9.018	0.018
2eme Famille	5	25	0.466	2.00	0.177	3.22	0.04
	6	25	0.466	2.00	0.177	3.22	0.04

**Tab-VIII-2** : Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles.

Exemple de calcul :

**Câble d'about :**

$$dc = \frac{2}{\text{tg} \alpha} (t - \text{tg} \alpha - d') = \frac{2}{\text{tg} 5} (0.25 - \text{tg} 5 - 0.11) = \mathbf{1.20m.}$$

$$a = \frac{\text{tg} \alpha}{2dc} = \mathbf{0.0365}$$

**Câble émergeant (extrados) :**

$$dc = \frac{2}{\text{tg} \alpha} (V^2 - d') = \frac{2}{\text{tg} 25} (1.0732 - 0.177) = 3.22\text{m}$$

$$b = \frac{V}{\text{tg} \alpha} = \frac{92.68}{\text{tg} 25} = 2.00\text{m.}$$

$$a = \frac{\text{tg} \alpha}{2dc} = \mathbf{0.072.}$$

**VIII -3-2: Tracé des câbles :**

- Longueur totale du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du tronçon rectiligne.

$L_c$  : Longueur du tronçon parabolique.

$L_d$ : Longueur du tronçon droit

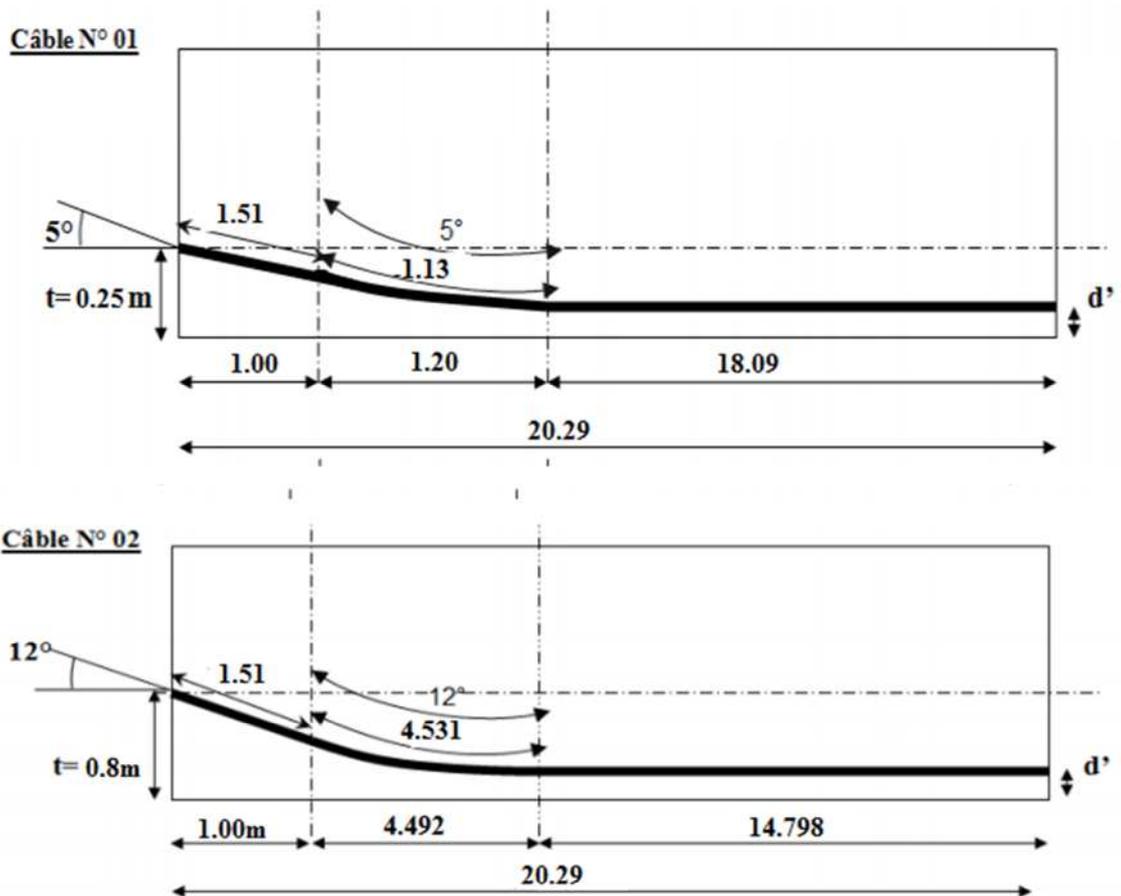
$$L_c = \frac{1}{4a} (\ln(2a \cdot dc + \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2}) + 2a \cdot dc \cdot \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2})$$

$$L_r = \left[ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \right]$$

$$\frac{A}{\cos\alpha}$$

N° câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt (m)	Lt ×2
1	1.51	1.13	18.09	20.73	41.46
2	1.534	4.531	14.798	20.863	41.726
3	1.55	7.342	12.034	20.926	41.852
4	1.577	9.17	10.272	21.019	42.038
5	1.930	3.332	12.32	17.582	35.164
6	1.930	3.332	10.32	15.582	31.164

Tab- VIII-3: Récapitulatif des longueurs des câbles



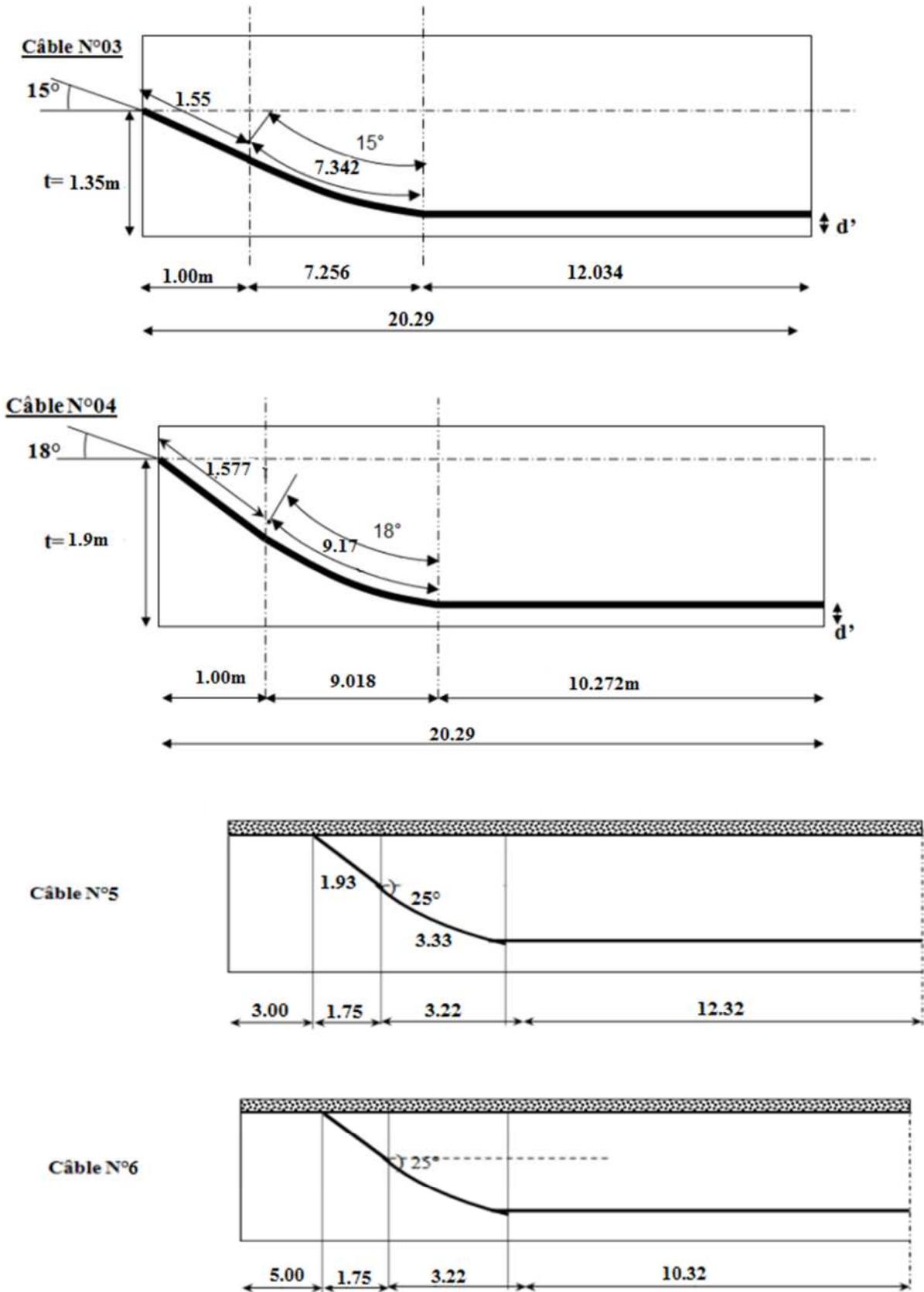


Fig- VIII -3 : Tracé des câbles

**VIII -3-3 : Câble moyen fictif :**

Dans les éléments du Béton Précontraint, 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 :

**Section d'about :**  $t_{moy} = \frac{\sum ti}{n}$

**Section a X mètre de l'appui :**  $t_i = d' + a_i \times x_i \times x_i$

Avec :  $x_i = d_c + 1 - (x)$

NB : a la section médiane  $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section d'about			Section a 1m de l'about			Section a 3m de l'about					
Câble	Ti	t <sub>moy</sub>	Câble	Ti	t <sub>moy</sub>	Sans câble immergeant			Avec câble immergeant		
						Câble	ti	t <sub>moy</sub>	câble	Ti	t <sub>moy</sub>
1	0.25	1.075	1	0.1625	0.852						
2	0.8		2	0.588		1	0.133	0.522	1	0.133	0.817
3	1.35		3	1.082		2	0.337		2	0.337	
4	1.9		4	1.574		3	0.621		3	0.621	
					4	0.996	4		0.996		
									5	2.00	

Section a 5m de l'about						Section a 0.5L de l'about					
Sans câble immergeant			avec câble immergeant			Sans câble immergeant			Avec câble immergeant		
câble	ti	tmoy	câble	ti	tmoy	câble	ti	tmoy	câble	Ti	tmoy
1	0.396	0.345	1	0.396	0.896	1	0.11	0.11	1	0.11	0.1323
2	0.116		2	0.116		2	0.11				
3	0.306		3	0.306		3	0.11				
4	0.563		4	0.563		4	0.11				
		5	2.00	5		0.177					
		6	2.00	6		0.177					

**Tab.-VIII -4 : Câble moyen fictif**

**VIII -4: Caractéristiques géométriques des sections nettes :**

Pour vérifier que le tracé est adéquat, il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées ; d'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

**- Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

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

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \sum P_i \times \sin\alpha = P_i \times \sum \sin\alpha . \\ N &= \sum P_i \times \cos\alpha = P_i \times \sum \cos\alpha . \\ P &= \sum Z_i \times \cos\alpha_i = NZ. \end{aligned} \right.$$

$$Z_i = \frac{\sum Z_i \times \cos\alpha}{\sum \cos\alpha} \quad \text{Avec } N=P.\cos\alpha.$$

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

$Z_i$  : La distance du point d'application de la résultante  $N$  par rapport à la fibre inférieure de la section ( $Z_i = t_i$ ).

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

N° câble	$\alpha$ (°)	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	$Z_i$ (m)	$Z_i \times \cos\alpha$	$Z_i^2$ (m)
1	5	0.0872	0.996	0.25	0.249	0.062
2	12	0.21	0.978	0.8	0.7824	0.612
3	15	0.26	0.966	1.35	1.3041	1.7
4	18	0.31	0.951	1.9	1.8069	3.26
$\Sigma$	-	-	3.891	-	4.1424	5.634

**Tab VIII -5:** Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z_i = \frac{\Sigma Z_i \times \cos\alpha}{\Sigma \cos\alpha} = \frac{4.1424}{3.891} = 1.065\text{m.}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \times \frac{\pi \times \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} \text{ avec } \varphi_{\text{gaine}} = 10\text{cm.}$$

$$B_{\text{gaine}} = 4 \times \frac{\pi \times 0.1^2}{4} = 314.16\text{cm}^2$$

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

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \times \pi \times \varphi_{\text{gaine}}^4}{64} + \frac{\pi \times \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} \Sigma Z_i^2 \quad \text{avec} \quad n: \text{Nombre de câbles.}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \times \pi \times 0.1^4}{64} + \frac{\pi \times 0.1^2}{4} \times 5.634 = 0.04426896748 \text{ m}^4 = 4426896.748\text{cm}^4.$$

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S $_{\Delta}$ (cm <sup>3</sup> )	I $_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
Section brute	10333	106.5	1101786	160768391.3
Gaine	314.16		33504.9	4426896.748
Section nette	10018.84		1068281.1	156341494.6

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
106.63	93.37	42433646.12	42.54	-0.13

**Tab - VIII 6:** Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

$$V' = \frac{S\Delta}{B}; V = h - V'; I_G = I_{\Delta} - \frac{S\Delta^2}{B}; \rho = \frac{I_G}{B.V.V'}; e_p = Z - V'$$

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

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	13363	106.5	1738086	294492391.3
Gaine	314.16		33504.9	4426896.748
Section nette	13048.84		1704581.1	290065494.6

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)	e <sub>p</sub> (cm)
130.63	89.37	67394611.48	44.24	-24.13

**Tab VIII -7:** Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous

Section	Section d'about		Section a 1m de l'about	
	Poutre seul	Poutre+hourdis	Poutre seul	Poutre+hourdis
B	10018.84	13048.84	10018.84	13048.84
V'	106.63	130.63	109.945	131.17
V	93.37	89.37	90.055	88.83
I <sub>G</sub>	42433646.12	67394611.48	36501462.52	66823149.84
ρ	42.54	44.24	36.8	43.95%
e <sub>p</sub>	-0.13	-24.13	-25.645	-46.87

Section	Section à 3m de l'about			
	sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seul	Poutre+hourdis	Poutre seul	Poutre+hourdis
B	10018.84	13048.84	9940.30	12970.3
V'	108.352	131.96	107.47	131.422
V	91.648	88.04	92.53	88.578
I <sub>G</sub>	41957411.33	66095652.63	40618767.35	70440745.48
ρ	42.173	43.6	41.09	46.65
e <sub>p</sub>	-56.712	-80.32	-22.14	-46.092

Section	Section à 5m de l'about			
	sans câble de l'extrados		Avec câble de l'extrados	
	Poutre seul	Poutre+hourdis	Poutre seul	Poutre+hourdis
B	10018.84	13048.84	9861.76	12891.76
V'	108.85	132.34	107.07	131.26
V	91.15	87.66	92.93	88.74
I <sub>G</sub>	41581741.34	65482840.8	38937204.95	63595616.9
ρ	41.83	43.26	39.68	42.35
e <sub>p</sub>	-73.2	-96.69	-9.66	-33.85

Section	Section à 0.5L	
	Poutre seul	Poutre+hourdis
B	6708.76	9928.76
V'	105.47	135.113
V	94.53	84.887
I <sub>G</sub>	49775270.66	85152282.71
ρ	74	74.77
e <sub>p</sub>	-92.34	-121.983

**Tab VIII.8:** Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

**VIII-5 : Fuseaux limites :**

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes.

Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

**1<sup>er</sup> fuseau limite :**

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-c' < e_0 < c$$

$$\text{Avec } c' = \rho \times V' \quad ; \quad c = \rho \times V \quad ; \quad e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

$c; c'$  : limite du noyau central.

$e_p$  : Excentricité du câble moyen.

$e_0$  : Centre de pression.

$M_{\min}$  : Moment du aux charges permanentes.

$M_{\max}$  : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges

$P$  : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 32%)

$$\text{Donc : } P = 0.68P_0 = 0.68 \times 3766.56 = 2561.261 \text{ KN} = 256.1261 \text{ t.}$$

$$P = \sum p_i \cos \alpha_i$$

**NB :**

Le tracé du fuseau limite se fera par rapport à la ligne des centres de gravité. Le long de la poutre. Pour le tracé, on prendra en considération les trois points suivants (section à l'appui, section à  $L/4$  de l'appui ( $0,25L$ ), et la section médiane).

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Section	0,00L	0,25L	0,50L
Mmax (t.m)	0	1600.72	2062.59
Mmin (t.m)	0	435.09	555.61
P(t)	996.6015	1460.7015	1460.7015
$\rho$	0.4254	0.7477	0.7477
C' (cm)	57.79	101.02	101.02
C (cm)	39.53	63.47	63.47
-c'-(Mmin/P) (cm)(I)	-57.79	-130.81	-139.06
c- (Mmax/p) (cm) (II)	39.53	-46.115	-77.74
ep	-24.13	-121.983	-121.983
$I \leq ep \leq II$	$I \leq -24.13 \leq II$	$I \leq -121.983 \leq II$	$I \leq -121.983 \leq II$
Observation	<b>vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>vérifié</b>

**Tab VIII-9:** Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

### 2<sup>ème</sup> fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes Extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$a' - \frac{M_{\min}}{p} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{p}$$

Avec :  $a = \min(e_1, e_2)$  ;  $a' = \min(-e'_1, -e'_2)$

$$-e'_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

$$-e'_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(1 + \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\bar{\sigma}_{ci}=\bar{\sigma}_{cs}$	28.57	28.57	28.57
$\bar{\sigma}_t$	3.6	3.6	3.6
<b>Mmax (t.m)</b>	0	1600.72	2062.59
<b>Mmin (t.m)</b>	0	435.09	555.61
<b>P(t)</b>	996.6015	1460.7015	1460.7015
<b>- e'1</b>	3.91	-391.18	-391.18
<b>- e'2</b>	-51.23	16.30	16.30
<b>a'</b>	-51.23	-391.18	-391.18
<b>e1</b>	35.04	-10.24	-10.24
<b>e2</b>	-5.733	830.11	830.11
<b>a</b>	-5.733	-10.24	-10.24
<b>a' □ Mmin/p</b>	-51.23	-391.47	-391.56
<b>a □ Mmax/p</b>	-5.733	-11.33	-11.652
<b>e<sub>p</sub></b>	-24.13	-121.983	-121.983
<b>(I) ≤ e<sub>p</sub> ≤ (II)</b>	-51.23 ≤ e <sub>p</sub> ≤ -5.733	-391.47 ≤ e <sub>p</sub> ≤ -11.33	-391.56 ≤ e <sub>p</sub> ≤ -11.652
<b>observation</b>	<b>vérifié</b>	<b>vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

**Tab VIII-10:** Caractéristiques du fuseau limite de compression

### IX-6 : Les pertes de tension :

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

**-Les pertes différées :**

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

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

**VIII-6-1: Les pertes instantanées :****6-1-1: Perte par frottement :**

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

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

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi l)}$$

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-(f\alpha + \varphi l)})$$

Avec:

$\sigma_{p0}$ : Tension à l'origine.= 1416 MPA

$f$ : Coefficient de frottement angulaire.  $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$ (BPEL 91 révisé 99)

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x)à l'ancrage en rad.

$\varphi$ : Coefficient de frottement linéaire.  $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ (BPEL 91 révisé 99)

$l$  : Longueur en courbe des câbles.

Section	$\alpha$ (°)	$\alpha$ (rd)	$\sigma_{p0}$ (MPA)	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
				l	$\Delta\sigma\varphi(x)$	l	$\Delta\sigma\varphi(x)$	l	$\Delta\sigma\varphi(x)$	l	$\Delta\sigma\varphi(x)$
Câble 1	5	0.087	1416	0.00	0.00	1	24.7870	10.585	51.203	20.73	78.6153
Câble 2	12	0.209	1416	0.00	0.00	1	55.005	10.266	79.9948	20.863	108.0121
Câble 3	15	0.262	1416	0.00	0.00	1	67.9272	10.781	94.042	20.926	120.5942
Câble 4	18	0.3142	1416	0.00	0.00	1	80.5344	10.874	106.485	21.019	132.9475
Câble 5	25	0.436	1416	/	/	/	/	7.437	126.2067	17.582	152.1129
Câble 6	25	0.436	1416	/	/	/	/	5.44	121.0449	15.582	147.0472
Valeur moy de 4 câbles					0.00				82.93		110.04
Valeur moy de 6 câbles									96.496		123.222

**Tab VIII-11: Perte par frottement**

**VIII-6-1-2 : Perte par recul d'ancrage :**

Ces pertes correspondent 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.

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} (f \times \frac{\alpha}{L} + \phi)}} \quad (\text{BPEL 91 révisé 99})$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

Ep: module d'élasticité de l'acier =  $2 \times 10^5$  Mpa.

L : longueur du câble.

N° cable	L(m)	$\alpha$ (rad)	$f\alpha/L + \phi$	X(m)
1	41.46	0.087	0.0024	18.79
2	41.726	0.209	0.003	16.80
3	41.852	0.262	0.0032	16.27
4	42.038	0.3142	0.0033	16.025
5	35.164	0.436	0.0042	14.21
6	31.164	0.436	0.0045	13.72

**Tab VIII-12:** Calcul de raccourcissement X.

**NB :**

Puisque  $X_{1, 2, 3} < \frac{L}{2}$ , On peut appliquer la tension par les deux cotés sans avoir des valeurs de tension notable.

**Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

$$\sigma(x) = \sigma_{p0} (1 - f \cdot \theta(x) - \phi \cdot X)$$

N° Câble	$\theta$ (rad)	X(m)	$\sigma_{p0}$	$\sigma$ (m)
1	0.087	18.79	1416	1340.6122
2	0.209	16.80		1315.1525
3	0.262	16.27		1303.1448
4	0.3142	16.025		1290.5339
5	0.436	14.21		1264.6296
6	0.436	13.72		1266.0173

Tab VIII-13: calcul de  $\sigma$ .

$$\Delta\sigma_{recul} = 2 \times \sigma_{p0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \phi \right) \cdot X$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tensions

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul} \left( 1 - \frac{Xi}{X} \right)$$

N° de câble	$f \times \alpha / L$	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.5L
1	0.024	140.897	68.95	0.00
2	0.003	177.25	90.035	0.00
3	0.0032	189.64	91.93	0.00
4	0.0033	196.44	94.81	0.00
5	0.0042		120.7	0.00
6	0.0045		137.15	0.00

Tab VIII-14: Calcul des pertes dues au recul d'ancrage.

Valeurs moyennes des pertes par câble :

Désignation	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.5L
Câble à l'about	176.05	86.43	0
Câble à l'extrados		128.925	0

**Tab VIII-15:** Valeurs moyennes des pertes par câble

### IX-6-1-2 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte ; la mise en tension des câbles ne peut pas s'effectuer que câble par câble car la mise en tension du 2<sup>ème</sup> va entraîner un raccourcissement de la poutre ainsi que le 1<sup>er</sup> câble : de la même manière pour les autres câbles pour cela la mise en tension se fera en 2 phases :

-La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n = 4 câbles).

- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 2 câbles)

**La 1ère famille de câbles :** Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanéité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \times \frac{Ep}{Ebij} \quad (\text{BPEL91})$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}$  : Perte de tension moyenne de n câbles

$Ebij$ : Module instantané de déformation du béton =  $11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\sigma_{bn} = Mg(x) \frac{ep}{IG} + n \times Ap \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left( 1 + ep \frac{2B}{IG} \right)$$

ep : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

Pi(x) : Contrainte normale dans le câble après toutes pertes.

n : Nombre de câble par familles.

Ep : Module d'élasticité longitudinale de câble.

IG: Inertie de la poutre seule

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

$\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_Q(x) - \Delta\sigma_g(x)$$

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{2Ebi} \times \frac{Mg \times ep}{IG} + \frac{Ep}{3Ebij} \times \frac{n \times Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Q(x)} - \Delta\sigma_{g(x)})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times ep^2}{IG}\right)$$

- Exemple de calcul :

• Section d'about :

$$B = 10018.84 \text{ cm}^2$$

$$f_{cl4} = 47.62 \text{ MPA}$$

$$E_{bi} = 39870.61 \text{ MPA}$$

$$I_G = 42433646.12 \text{ cm}^4$$

$$ep = -0.13 \text{ cm}$$

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

$$Ap = 2660 \text{ mm}^2 = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$q = 3.075 + 0.0047 = 3.0797 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{ql}{2} \times x - \frac{qx^2}{2} \quad \longrightarrow \quad a \ x = 0 \quad , \quad Mg = 0$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 0 + \frac{2 \times 10^5}{3 \times 39870.61} \times \frac{4 \times 26.60(1416 - 0 - 176.05)}{10018.84} \cdot \left(1 + \frac{10018.84 \times 0.13^2}{42433646.12}\right) = 22.018 \text{ MPA}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Câble de la 1 <sup>ère</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)		22.018	71.24

**Tab-VIII -16:** Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

**La 2ème famille de câbles :**

La mise en tension de la 2ème famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

Perte subie par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème.

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \times \frac{Ep}{Ebij}$$

Avec :

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

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \times ep}{IG} + n \times \frac{Ap \times \sigma_{pi}(x)}{B} \times \left(1 + \frac{Bep^2}{IG}\right)$$

$$E_{bi}(28) = 11000 \sqrt[3]{50} = 40524.347 \text{ MPA}$$

Après transformation, la relation précédente devient :

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{Mg \times ep}{IG} + \frac{Ep}{Ebi28} \times \frac{n \times Ap(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Q(x)} - \Delta\sigma_{g(x)})}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times ep^2}{IG}\right)$$

**Exemple de calcul :**

- **Section à x = 0,5L (x = 20.29 m) :**

$$B = 9928.76 \text{ cm}^2$$

$$IG = 85152282.71 \text{ cm}^4$$

$$ep = -121.983 \text{ cm}$$

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

$$Ap = 2660 \text{ mm}^2 = 26.6 \text{ cm}^2$$

$$q = 3.075 + 0.805 + 0.04 = 3.92 \text{ t/ml.}$$

$$Mg(x) = \frac{qx}{2} (L - X) = \frac{3.92 \times 20.29}{2} (40.58 - 20.29) = 806.90 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{2 \times 10^5}{40524.347} \times \left( \left( \frac{806.90 \times 10^7 \times (-121.983)}{85152282.71 \times 10^4} + \frac{2 \times 2660(1416 - 0 - 123.222)}{9928.76 \times 10^2} \right) \cdot \left( 1 + \frac{9928.76 \times 10^2 \times 121.98^2}{85152282.71 \times 10^4} \right) \right)$$

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = 33.66 \text{ MPA}$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)		0.00	30.66

**Tab- VIII -17:** Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.

**Pertes instantanées totales «  $\Delta\sigma_i(x)$  » :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{Q(x)} + \Delta\sigma_{g(x)} + \Delta\sigma_{pi(x)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Total
Câble de l'about	0L	0.00	176.05	22.018	198.068
	0.25L	82.93	86.43	71.24	240.6
	0.5L	110.04	0.00	74.02	184.06
Câble extrados	0L	/	/	/	/
	0.25L	96.496	128.925	30.66	256.081
	0.5L	123.22	0.00	33.66	156.88

**TAB-VIII-18:** Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

Désignation	Section	Valeurs moyennes	$\sigma_{p0}$ (Mpa)	$\sigma_{pi}$ (Mpa)
Câble de l'about	0L	198.068	1416	1217.932
	0.25L	240.6		1175.4
	0.5L	184.06		1231.94
Câble extradados	0L	/		/
	0.25L	256.081		1159.919
	0.5L	156.88		1259.12

**Tab-VIII -19:** Tensions initiales probables «  $\sigma_{pi}$  (Mpa) »

### VIII -6-2- Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers

#### VII-6-2-1-Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Les armatures de précontraintes, liées au béton a leurs extrémités par les enclaves et tous le long de leur tracé le coulis d'injection sont astreintes à subir les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qu'a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(t_0)) \times E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t+9 \times r_m} : \text{loi d'évaluation de retrait.}$$

$$r_m = \frac{\text{air de la section}}{\text{perimetre de la section}} = \frac{B}{U} : \text{Rayon de la section.}$$

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

r : Le retrait final du béton tel que  $\varepsilon(t) = \varepsilon_r \times \varepsilon(t) = 3 \times 10^{-4}$  (nord Algérien).

(B.P.E.L 91Art2.1.51)

#### Section about:

$$r_m = \frac{10018.84}{662} = 15.13\text{cm.}$$

#### Section médiane :

$$r_m = \frac{9928.76}{666} = 14.90 \text{ cm}$$

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

**Section d'about :**

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 15.13} = 0.093$$

Donc :

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.093) \times 2 \times 10^5 = 54.42 \text{ MPA}$$

**Section médiane :**

$$r(14j) = \frac{14}{14+9 \times 14.90} = 0.094$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.094) \times 2 \times 10^5 = 54.36 \text{ MPA}$$

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

Se câble sera tendu a 28j

$$r(28j) = \frac{28}{28+9 \times 14.90} = 0.173$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} \times (1 - 0.173) \times 2 \times 10^5 = 49.62 \text{ MPA}$$

	$\Delta\sigma_r$	0.00L	0.25L	0.5L
La 1 <sup>ère</sup> famille	14 <sup>ème</sup> jour	54.42	54.36	54.36
La 2 <sup>ème</sup> famille	28 <sup>ème</sup> jour	/	49.62	49.62

**Tab- VIII -20:** Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

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

$$\frac{4 \times 54.36 + 2 \times 49.62}{6} = 52.78 \text{ MPA}$$

**VIII-6-2-2-La perte due à la relaxation de l'acier :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR. Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{100} \times \left( \frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Tel que :

$\rho_{100}$  = relaxation des aciers a 1000heurs en % =2.5%

$\mu_0$  = 0.43 pour les armatures de tres basse relation

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

-  $f_{prg} = 1770$  MPa.

-  $\sigma_{p0} = 1416$  MPa.

### Perte dans les câbles :

La 1<sup>ère</sup> famille :

Câbles 1 <sup>er</sup> Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\sigma_{pi}(x)$	1217.932	1175.4	1231.94
	$\Delta\sigma_p(x)$	47.2	41.27	49.16

**Tab- VIII -21-** Pertes dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1159.919	1259.12
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	39.20	53.14

**Tab- VIII -22-** Pertes dans les câbles de la 2eme famille.

### VIII-6-2-3-Perte dûe au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

C'est l'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ce qui engendre une perte de tension ; ce phénomène se produit sous charge.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

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

Avec :

$\sigma_b$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$ : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

• **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

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

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{Mg \times ep}{I_G} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times ep^2}{I_G}\right)$$

Avec :

$$Mg = q \frac{l^2}{8} \implies q \text{ (poutre seule)} = 3.075 \text{ t/ml}$$

$$Mg = 3.075 \times \frac{40.58^2}{8} = 632.96 \text{ t.m}$$

$$B = 6708.76 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 49775270.66 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -92.34 \text{ cm}$$

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{632.96 \times (-92.34) \times 10^4}{49775270.66} + 4 \times 2660 \times \frac{1231.94}{6708.76 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{6708.76 \times (-92.34)^2}{49775270.66}\right)$$

$$\sigma_m(0.5L) = 30.25 \text{ MPa.}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 54.36 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 49.16 = 95.32 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_{fl}(0.5L) = (2 \times \sigma_m(0.5L) + n \times Ap \times \frac{\sigma_d(0.5L)}{B} \times \left(1 + \frac{B \times ep^2}{I_G}\right)) \frac{Ep}{E_{bij}}$$

$$\sigma_{fl}(0.5L) = (2 \times 30.25 + 4 \times 2660 \times \frac{95.32 + \Delta\sigma_{fl}}{6708.76} \times \left(1 + \frac{6708.76 \times (-92.34)^2}{49775270.66}\right)) \frac{2 \times 10^5}{39870.61}$$

$$\sigma_{fl}(0.5L) = 106.38 \text{ MPa}$$

Câble de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0	10.145	20.29
	$\Delta\sigma_d(x)$	$93.75 + \Delta\sigma_{fl}$	$88.752 + \Delta\sigma_{fl}$	$95.32 + \Delta\sigma_{fl}$
	$M_g(\text{t.m})$	0	632.96	632.96
	$\sigma_{pi}(x)$	1217.932	1175.4	1231.94
	$\sigma_m(x)$	12.93	28.32	30.25

	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	19.81	88.16	106.38
--	------------------------	-------	-------	--------

**Tab- VIII -23:** Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 1ère famille.

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

De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2ème famille.

Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0	10.145	20.29
	$\Delta\sigma_d(x)$	/	$82.29+\Delta\sigma_{fl}$	$93.903+\Delta\sigma_{fl}$
	$M_g$ (t.m)	0	798.67	798.67
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1159.919	1259.12
	$\sigma_m(x)$	/	5.60	4.2602
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	/	89.09	87.02

**Tab- VIII -23:** Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille

#### VIII-7-Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

	Section	0.00L	0.25L	05L
	Abscisse	0	10.145	20.29
Câble de la 1 <sup>ère</sup> famille	$\Delta\sigma_r$	54.42	54.36	54.36
	$\Delta\sigma_{fl}$	19.81	88.16	106.38
	$\Delta\sigma_p$	47.2	41.27	49.16
	$\Delta\sigma_d$	<b>113.56</b>	<b>176.91</b>	<b>201.71</b>
Câble de la 2 <sup>ème</sup> famille	$\Delta\sigma_r$	/	49.62	49.62
	$\Delta\sigma_{fl}$	/	89.09	87.02
	$\Delta\sigma_p$	/	39.20	53.14
	$\Delta\sigma_d$	/	<b>171.38</b>	<b>180.92</b>

**Tab- VIII -24-** Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ ".

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n1 \times \Delta\sigma_{diff1} + n2 \times \Delta\sigma_{diff2}}{n1 + n2}$$

Avec :

$n1$  : Nombre de câble de la première famille.

$n2$  : Nombre de câble de la deuxième famille.

$\Delta\sigma_{diff}$  : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

section	0L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$	75.71	175.07	194.78

**Tab- VIII -25** : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\%perte = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

section	0L	0.25L	0.5L
$\sigma_{pi}(x)$	1217.932	1167.66	1245.515
$\Delta\sigma_{diff}(x)$	75.71	175.07	194.78
$\sigma_{p\infty}$	1142.22	992.59	1050.735
$\%perte$	19.33	29.9	25.8
vérification	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>	<b>vérifier</b>

**Tab- VIII -26** : pourcentage des pertes.

### Conclusion :

Nous remarquons que les pertes ne dépassent pas les 32% de perte.

# Chapitre IX

## Justification des contraintes

**Introduction :**

La sécurité est l'utilisation des ouvrages doit être garantie par la justification aux états limites ultimes et de services.

La contrainte normale exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = P \left( \frac{1}{B} + ep \cdot \frac{y}{I} \right) + M \cdot \frac{y}{I}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{min} < \sigma_y < \overline{\sigma}_{max}$

**IX-1-Justification à l'E.L.S :**

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\overline{\sigma c}$ : La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\overline{\sigma t}$ : La contrainte admissible de traction dans le béton.

Classe II	Contraintes	Situation	exploitation			construction
			combinaison zone	Rare	Fréquente	Quasi permanente
	$\overline{\sigma t}$	Dans la section d'enrobage	$-f_{t28}$	0	/	$-0.7f_{ij}$
		Hors la section d'enrobage	$-1.5f_{t28}$	/	/	$-1.5f_{ij}$
	$\overline{\sigma c}$	Pour toute la section	$0.6 f_{t28}$	$0.6 f_{c28}$	$0.5 f_{c28}$	$0.6f_{ij}$

**Tab-IX-1:** Valeur limites des contraintes dans le béton

**IX-1-1-Distance des armatures de précontrainte aux parements :**

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$c \geq \begin{cases} \frac{3 \cdot a}{4} : \text{largeur horizontale de la gaine} \\ \phi : \text{diametre de la gaine} \\ d = 5 \text{ cm pour les ouvrages courants} \end{cases}$$

Avec :

$$a = \phi = 10 \text{ cm}$$

$$c \geq \begin{cases} \frac{3 \cdot 10}{4} = 7.5 \\ \phi = 10 \\ d = 5 \end{cases} \quad \text{Donc : } c = 10 \text{ cm}$$

**Les matériaux :****a) Béton :**

jours	7	14	21	28
$f_{cj}$ (MPa)	43.48	47.62	49.18	50
$f_{tj}$ (MPa)	3.21	3.46	3.55	3.6

**Tab-X-2:** Valeur de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$ **b) Armatures de précontrainte (actives) :**

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPA}$$

$$A_p = 2660 \text{ mm}^2$$

 **Tension de calcul en B.P.E.L :**

Selon (B.P.E.L 91 Art.1.3) :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j \dots (I)$$

$$\sigma_{p1} = 0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_j \dots (II)$$

I : c'est en phase de construction

II : c'est en phase d'exploitation

Avec :

$\sigma_{p0}$ : Tension initial

$\Delta\sigma_j$ : Somme de toutes les pertes à l'âge considéré

	B (cm <sup>2</sup> )	Ig (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> =I/B	ep (cm)	ρ(%)
Poutre seule	6708.76	49775270.66	94.53	105.47	7419.44	-92.34	74
Poutre +hourdis	9928.76	85152282.71	84.884	135.113	8576.33	-121.983	74.77

**Tab-X-3 :** Les caractéristiques géométriques de section nette.

**Phase de construction :**

N° phase	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 04 câbles de la 1ere famille à 50%	Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
II	28	Mise en tension des 04 câbles de la 1ere famille à 100%	· Section résistante : poutre · Poids de la poutre · Précontrainte des câbles
III	50	Coulages de hourdis et des entretoises d'about	· Section résistante : poutre · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
IV	64	Mise en tension des câbles de la 2eme famille	Section résistante : poutre+hourdis · Poids de la poutre + amorces · Poids du hourdis + entretoises · Précontrainte des câbles
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...)	· Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Précontrainte des câbles
VI	□90jours	Mise en service de l'ouvrage	Section résistante : poutre+hourdis · Poids propre du tablier · Surcharges appliquées · Précontrainte des câbles

**Tab-X-4 :** Les différentes phases de construction.

**Vérification des contraintes**

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

a) phase de construction :

$$\sigma_s = \frac{P1}{B} \left( 1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{Mmin.V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P1}{B} \left( 1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{Mmin.V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

b) phase d' d'exploitation

$$\sigma_s = \frac{P2}{B} \left( 1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{Mmax.V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma_i = \frac{P2}{B} \left( 1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{Mmax.V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{ij} \\ \overline{\sigma}_{ci} = 0.6f_{cj} \\ \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c28} \end{array} \right\} \text{(En construction)}$$

$\overline{\sigma}_{ti} = -1.5f_{ij}$ : hors section d'ancrage

$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{ij}$  : dans la section d'enrobage

### Vérifications des contraintes pour les différentes phases :

#### 1<sup>ère</sup> phase :

La poutre étant sur le banc de préfabrication, on tire les 4 câbles le 14<sup>ème</sup> jour à 50% chacun.

- Section résistante : section nette de la poutre seule.
- Moment due au poids propre de la poutre

#### 2<sup>ème</sup> phase:

On tire les 4 câbles à 100% au 28<sup>ème</sup> jour On estime que les câbles ont consommés 20% des pertes différées.

#### 3<sup>ème</sup> phase:

On pose la poutre sur les appuis et on coule l'hourdis.

- Section résistante, poutre seule.
- Moment du au poids propre de la poutre + dalle
- On estime que les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille ont consommés 60% des pertes différées

#### 4<sup>ème</sup> phase:

Mise en tension des câbles de la 2<sup>ème</sup> famille

On estime que les câbles de la 2<sup>ème</sup> famille ont consommés leurs pertes.

#### 5<sup>ème</sup> phase:

Mise en place des corniches, trottoirs...etc.

- Section résistante : poutre + dalle.
- Moment du au poids propre du tablier
- On estime que la 1<sup>ère</sup> famille a consommée 80% des  $(\Delta\sigma)_{diff}$

#### 6<sup>ème</sup> phase:

Justification à long terme (en service).

- On suppose que les câbles ont consommés toutes les pertes
- Moment :(G + D240)

**Exemple de calcul:**Phase I:

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1416 = 708 \text{ MPa}$$

$$q = 3.075 \text{ t/ml} \implies Mg = 632.96 \text{ t.m} = 6329.6 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 184.06 = 92.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_j = 1.02 \times 708 - 0.8 \times 92.03 = 648.54 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 4 \times 2660 \times 648.54 \times 10^{-3} = 6900.4 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{6900.4}{6708.76} \left( 1 - 92.34 \frac{94.53}{7419.44} \right) + \frac{6329.6 \cdot 10^2 \cdot 94.53}{49775270.66} = 11.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{6900.4}{6708.76} \left( 1 + 92.34 \frac{105.47}{7419.44} \right) - \frac{6329.6 \cdot 10^3 \cdot 105.47}{49775270.66} = -11.03 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} 11.84 > \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{ij} = -5.19 \text{ MPa} \\ -11.03 < \overline{\sigma}_{ci} = 0.6f_{cj} = 28.572 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{condition vérifier}$$

Nous procédons de la même façon pour les autres phases et les résultats sont donnés le tableau ci-après :

Phase	Pi(KN)	M(KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_i$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{ts}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{ci}$ (MPa)	Observation
I	6900.4	6329.6	1.021	1.04	-5.19	28.572	<b>vérifier</b>
II	13386.35	6329.6	3.14	3.27	-5.4	30	<b>vérifier</b>
III	12557.37	8069	3.6	-2.45	-5.4	30	<b>vérifier</b>
IV	16844.25	8069	0.45	-2.84	-5.4	30	<b>vérifier</b>
V	16211.27	8278.97	1.91	-1.464	-5.4	30	<b>vérifier</b>
VI	11887.26	20625.59	9.031	-1.5	-5.4	30	<b>vérifier</b>

**Tab-IX-5 :** Contraintes dans les différentes phases

**Conclusion :**

Les contraintes normales sont justifiées en toutes phases (d'exécution, à vide et en service).

**IX-2- ferrailage passif longitudinal :**

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints

- **Armatures longitudinales de peau :**

Leur but est de répartir les effets de retraites et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \begin{cases} 3\text{cm}^2 / \text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section du béton de la poutre} = 0.001B \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.001 \times B = 0.001 \times 6708.76 = 6.70876 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures HA14 espacé de 25cm.

• **Armatures longitudinales dans les zones tendues :**

C'est une section conventionnelle minimale d'armatures qu'on doit placer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint.

Le BPEL propose une section d'armature qui assure le Ferrailage minimal de non fragilité donné par la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{BT}}$$

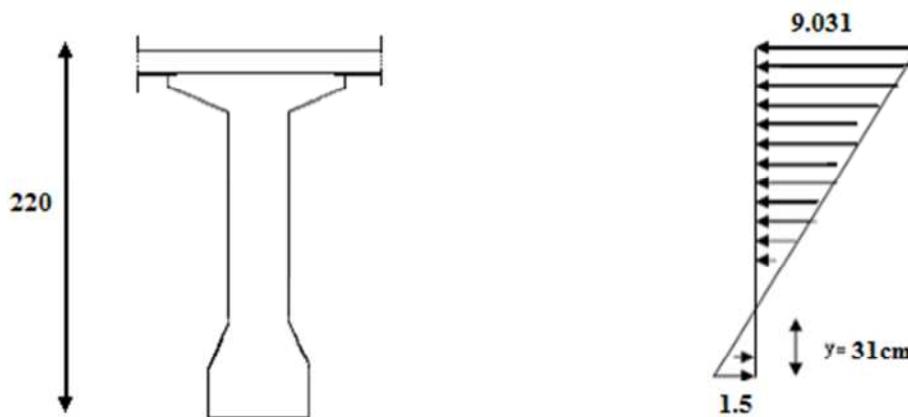
$Bt$ : Section de béton tendu

$\sigma_{BT}$ : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$N_{Bt}$ : Résultante des contraintes de traction correspondante.

$f_e$  : limite élastique des armatures utilisées  $f_e = 500\text{Mpa}$ .

$f_{tj}$  : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour. Dans notre cas la contrainte maximale de traction apparaît en service (6ème phases) et elle est  $-1.5 \text{ MPa}$ .



**Fig- IX-1** : Diagramme des contraintes.

$$\frac{9.031}{(h - x)} = \frac{1.5}{x} \quad 10.531x = 3.3$$

$$x = \frac{3.3}{10.531} = 0.31\text{m} = 31\text{cm}$$

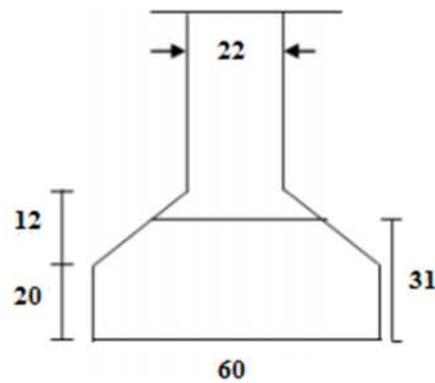


Fig-IX-2 : Détail du talon.

$$Bt = 60 \times 20 + 22 \times 11 + 2 \times \left( \frac{11 \times 19}{2} \right) = 1651 \text{ cm}^2$$

$$N_{BT} = \frac{Bt \times \sigma_t}{2} = \frac{1651 \times 1.5 \times 10^{-1}}{2} = 123.825 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \frac{1651}{1000} + \frac{123.83 \times 1000}{500} \times \frac{3.6}{1.5} = 596.035 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5.96035 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On prend 4HA14}$$

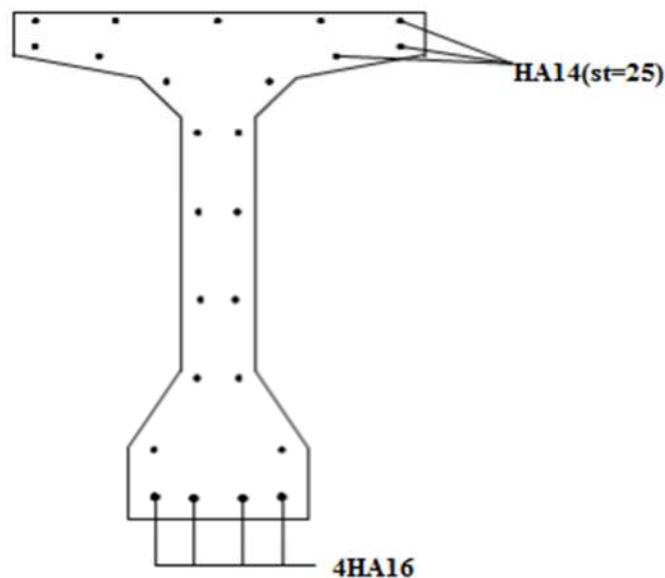


Fig-IX-3 : Ferrailage longitudinal de la poutre.

- **Ferrailage passif transversal (Armature de talon) :**

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$Ac \times f_e \geq c \times t \times ft \quad \text{Si } \phi_{\text{gaine}} < c < 1.3 \phi_{\text{gaine}}$$

$$Ac \times fe \geq 1.3c \times t \times ft28 \times \varphi_{gaine} \text{ Si } c > 1.3\varphi_{gaine}$$

t: Espacement des armatures =20

C =10cm : (Enrobage des câbles).

$$\varphi_{gaine} = 10\text{cm}$$

Donc  $10 < c = 10 < 13$

En remplaçant :  $Ac \geq 1.44\text{cm}^2$

On adopte un cadre de HA14=  $1.54\text{cm}^2$

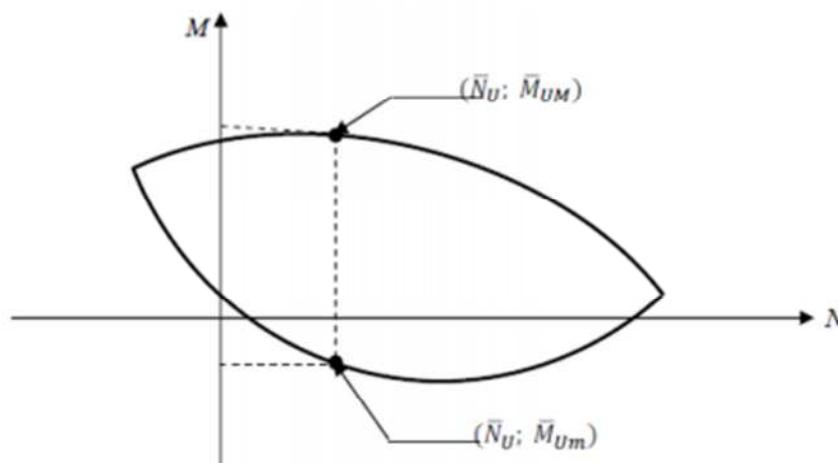
### IX-3: Justification à l'E.L.U :

A l'E.L.U les problèmes posés par les calculs vérificatifs proviennent du fait que le comportement des matériaux est linéaire.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

- **Principe de la méthode de justification :**

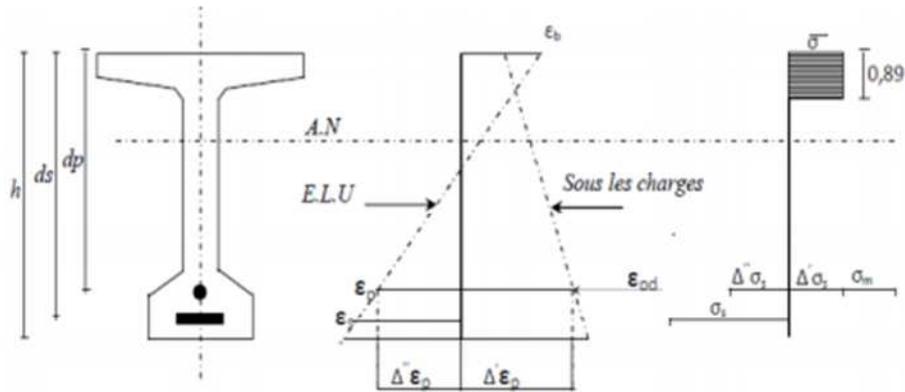
Il consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul 'Su' sont à l'intérieur d'un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes 'S<sub>lim u</sub>', le domaine résistant convexe est limité par une courbe dite d'interaction moment effort normal.



**Fig-IX-4 :** Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour le calcul des déformations et des contraintes qui lui correspond, on procède par itération de manière suivante :

Application a notre projet :



**Fig -IX -5 :** Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$d_p = 205.5\text{cm.}$

$d_s = 215\text{cm}$

$A_p = 26.6\text{cm/câble donc } A_p = 159\text{cm}^2 = 159 \times 10^{-4}\text{m}^2$

$A_s = 5.96035\text{cm}^2 = 5.96035 \times 10^{-4}\text{m}^2$

$h = 220\text{cm.}$

$$N_u = P_0 - \Delta\sigma_p o = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_p o). n. A_p$$

$$N_u = P_0 - \Delta\sigma_p o = (1416 - 535.72). 6 \times 26.6 \times 10^{-1} = 14079.27\text{KN}$$

$M_{\text{max}} = 2062.59\text{t.m}$

$M_g = 827.897\text{t.m}$

**Equation d'équilibre :**

$$\bar{N}_u = Bc. \sigma_{bc} - A_p. \Delta\sigma_p - A_s. \sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$\bar{N}_u = Bc. 28.33 \times 10^3 - 15.9 \times 10^{-3} \times \Delta\sigma_p - 0.59 \times 10^{-3} \times \sigma_s$$

$$\bar{M}_{\text{um}} = Bc. \sigma_{bc}. Z + A_s(ds - dp). \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

$$\bar{M}_{\text{um}} = Bc \times 28.33 \times 10^3 Z + 0.59 \times 10^{-3} (0.095). \sigma_s$$

$$\bar{M}_{\text{um}} = Bc \times 28.33 \times 10^3 Z + 0.0551 \times 10^3. \sigma_s$$

**Hypothèses de section planes:**

$$\frac{\Delta'' \xi_p}{\sigma_p} = \frac{2.055 - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\xi_s}{\xi_p} = \frac{2.15 - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

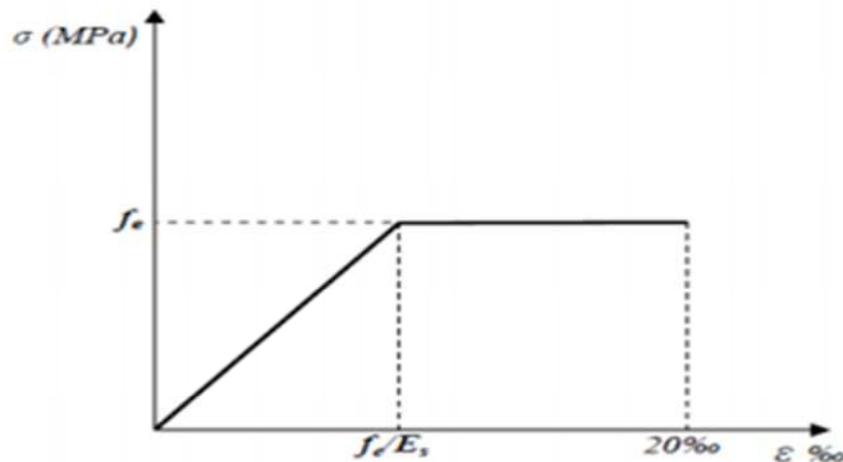
**Comportement d'acier:**

-Pour les armatures passives feE500

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

$$\sigma_s = \xi_s \times E_s \quad \text{pour } \xi_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour } \xi_s > \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$



**Fig-IX-6 :** Diagramme contrainte déformation des aciers passif

-Pour les armatures actives (cas des torons) :

$$F_{prg} = 1770 \text{ MPA}$$

$$F_{peg} = 1583 \text{ MPA}$$

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

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

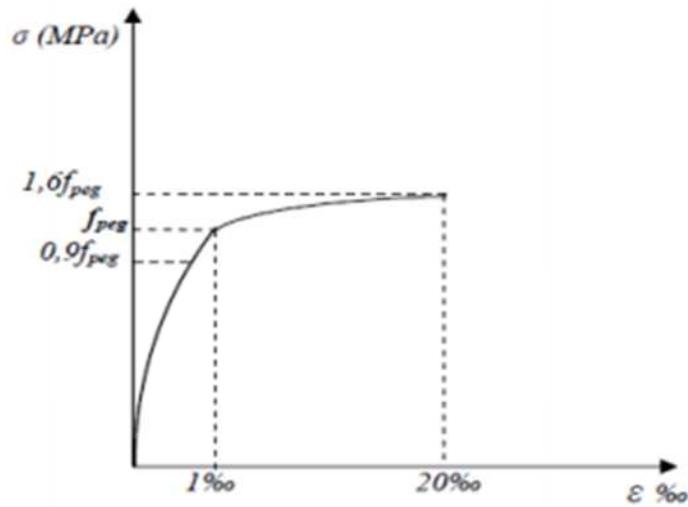


Fig-IX-7 : Diagramme contrainte- déformation des torons

**La surtension des armatures :**

$$\Delta\sigma = \sigma_p(\xi_{pm} + \Delta'\xi_p + \Delta''\xi_p) - \sigma_p(\xi_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_{pm} = \frac{Pm}{Ap} = \frac{14079.27 \times 10^3}{15.9 \times 10^{-3} \times 10^6} = 885.5 MPa$$

Avec :

$$\sigma_{bm} = \frac{Pm}{B} + (Pm \times ep + Mg) \frac{ep}{Ig}$$

$$\sigma_{bm} = \frac{14079.27}{0.992876} + (14079.27(-1.21983) + 8278.97) \frac{-1.21983}{8515228.71 \times 10^{-6}} = 15454.86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{bm} = 15.455 MPa$$

D'où :

$$\xi_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{Ep} = \frac{885.5}{2 \times 10^5} = 4.28 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'\xi_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bm}}{Ep} = 5 \cdot \frac{15.455}{2 \times 10^5} = 3.86 \times 10^{-4}$$

1<sup>er</sup> interaction :

$$\xi_s = 10\text{‰} \quad ; \quad \xi_b = 3.5\text{‰}$$

$$(4) \implies y = \frac{2.15 \times 3.5}{10 + 3.5} = 0.58m$$

$$(3) \implies \Delta''\xi_p = \frac{2.055 - 0.58}{0.58} \times 5 \times 10^{-3} = 12.72 \times 10^{-3}$$

$$(5) \implies \sigma_s = 435 MPa \quad \text{car } \xi_s = 10\text{‰}$$

$$(6) \implies \Delta\sigma = \sigma_p(4.28 + 0.386 + 12.72) \times 10^{-3} - \sigma_p(4.28 \times 10^{-3})$$

$$\Delta\sigma = \sigma_p(17.39) \times 10^{-3} - \sigma_p(4.28 \times 10^{-3})$$

Determination de  $\sigma_p$  :

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 = \frac{\sigma_p}{2 \times 10^5} + 100 \left( \frac{1.15 \cdot \sigma_p}{1583} - 0.9 \right)^5 \quad \text{avec } \xi_p = 17.39 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p = 11800.4$$

On a aussi

$$\Delta \sigma_p = 11800.4(17.39) \times 10^{-3} - 11800.4(4.28 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 154.696 \text{MPa}$$

De cela on peut calculer l'effort normal  $N_u$  :

$$\bar{N}_u = B_c \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta \sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$\text{Avec } B_c = 0.8 Y_{\text{bmoy}} = 0.461 \text{m}^2$$

$$\bar{N}_u = 15057.41 \text{KN}$$

$$N_u = 14079.27 \text{KN} < 15057 \text{KN}$$

Donc le diagramme de l'équilibre est atteint ainsi que le diagramme des déformations ultimes.

Chapitre X

Justification des  
contraintes tangentiell

**Introduction :**

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Selon le BPEL 91, on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier transversal.
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles (de cisaillement)

**X-1-Justification des contraintes à l'ELS :**

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section.

$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque une précontrainte transversale est présentée).

Les contraintes  $\sigma_x$  ;  $\tau$  ;  $\sigma_t$  calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire des conditions **Article B.P.E.L.7.2, 2.**

**X-1-1-Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant :**

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Avec :

$$V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i$$

$b_n$  = largeur nette de l'âme de la poutre.

$b_n = b_0 - m \cdot k$ . □

Avec :

M : moment de câble par lit

$k=1/2$  dans le cas des câbles injectés dans le colis de ciment.

S : moment statique par rapport à l'axe Gx.

$I_N$  : moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

$\tau = \tau_v$  : Pour les phases I, II, III ; IV ; V

$\tau = \tau_v + \tau_t$  : Pour la phase d'exploitation VI.

**Application a notre projet :**

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui.

La vérification des contraintes se fera par phase de construction.

caractéristique	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> =I/B	ρ(%)	ep (cm)
Poutre seule	10018.84	42433646.12	93.37	106.63	4235.39	42.54	-0.13
Poutre+hourdis	13048.84	67394611.48	89.37	130.63	5164.79	44.24	-24.13

**Tab-X-1:** Caractéristiques géométriques de la section nette à x = 0,00 L.

Phase 1 :

Mise en tension des câbles de la 1ère famille au 14<sup>ème</sup> jour à 50 %.

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1416 = 708 \text{MPa}$$

$$\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 198.068 = 108.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{pI} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \sigma_j = 1.02 \times 708 - 0.8 \times 108.94 = 635.008 \text{MPa}$$

$$P1 = n \cdot Ap \cdot \sigma_{pI} = 4 \times 2660 \times 635.008 \times 10^{-3} = 6756.49 \text{KN.}$$

$$q = 3.075 \text{t/ml } \overrightarrow{V_G} = \overrightarrow{q_G} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_G = 3.075 \cdot \frac{40.58}{2} = 62.39 \text{t} = 623.9 \text{KN}$$

$$V_{\text{red}} = V_G - P \cdot \frac{\sum \sin\alpha_i}{n}$$

$$\sum \sin\alpha_i = 0.87$$

$$V_{\text{red}} = 623.9 - 6756.49 \times \frac{0.87}{4} = -879.42 \text{KN}$$

$$V_{\text{red}} = -879.42 \text{KN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_V = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$\Longrightarrow S(y) = \frac{I_G}{0.8h} \tau_V = \frac{V_{\text{red}}}{0.8 \cdot h \cdot b_n}$$

Avec :

$$b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 42 - \frac{10}{2} = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_V = \frac{-879.42 \times 10}{0.8 \times 200 \times 37} = -1.49 \text{ MPa}$$

- Effort normale N1 au niveau du centre de gravité :

$$N1 = P1 \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 6756.49 \cdot \frac{3.891}{4} = 6572.38KN$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{6572.38 \times 10}{10018.84} \left(1 - \frac{0.13 \times 93.37}{4235.39}\right) = 6.54 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{6572.38 \times 10}{10018.84} \left(1 + \frac{0.13 \times 106.63}{4235.39}\right) = 6.58 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = 6.54 + \frac{6.58 - 6.54}{200} \times 93.37 = 6.56 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$$\tau^2 \leq 0.4 \cdot ftj(ftj + \sigma x) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{ftj}{fcj} (0.6fcj - \sigma x)(ftj + \sigma x) \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau^2 = 2.22 \leq 0.4 \times 3.46(3.46 + 6.56) = 13.87 \text{ MPa}$$

$$\tau^2 = 2.22 \leq 2 \cdot \frac{3.46}{47.42} (0.6 \times 47.42 - 6.56)(3.46 + 6.56) = 32.05 \text{ MPa}$$

} **Condition vérifié**

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

phase	poutre	V(KN)	P(KN)	Vred(Kn)	bn(cm)	τ
I	seul	623.9	6756.49	-879.42	37	-1.49
II	seul	623.9	13119.78	-2229.65	37	-3.77
III	seul	623.9	12475.46	-2089.51	37	-3.53
IV	Avec hourdis	795.4	12314.35	-1882.97	37	-2.89
V	Avec hourdis	795.4	12153.24	-1847.92	37	-2.84
VI	Avec hourdis	795.4	1059.03	565.06	37	0.86

**Tab-X-2**-Calcul de la torsion.

Calcul de σ(x) :

Phase	Poutre	P(KN)	N(KN)	σs	σi	σx
I	seul	6756.49	6572.38	6.54	6.58	6.56
II	seul	13119.78	12762.27	12.70	12.78	12.73
III	seul	12475.46	12135.5	12.07	12.15	12.10
IV	Avec hourdis	12314.35	11978.8	5.35	14.78	9.18
V	Avec hourdis	12153.24	11822.06	5.27	14.58	9.05
VI	Avec hourdis	1059.03	1030.17	0.46	1.37	0.83

**Tab-XI**-- Calcul du σs.

Vérification des deux inégalités :

Phase	$f_{tj}$	$f_{cj}$	$\tau^2$ (MPa)	1	2	Observation
I	3.46	47.62	2.22	$2.22 < 13.87$	$2.22 < 32.05$	<b>Vérifiée</b>
II	3.6	50	14.21	$14.21 < 23.52$	$14.21 < 40.61$	<b>Vérifiée</b>
III	3.6	50	12.46	$12.46 < 22.61$	$12.46 < 40.46$	<b>Vérifiée</b>
IV	3.6	50	8.35	$8.35 < 18.40$	$8.35 < 38.32$	<b>Vérifiée</b>
V	3.6	50	8.06	$8.06 < 18.22$	$8.06 < 38.16$	<b>Vérifiée</b>
VI	3.6	50	0.74	$0.74 < 6.25$	$0.74 < 18.61$	<b>Vérifiée</b>

**Tab-X-4-Vérification du moment de torsion.****Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécution.

**X-2: Justification à l'ELU (BPEL 91 Art. 7-3) :****X-2-1 : Armatures transversales minimales :**

Elles sont caractérisées par leur section  $A_c$  et leur espacement  $St$  :

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8h; 3b_0)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8 \times 2.00; 3 \times 0.42)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 1.6; 1.26) \qquad St \leq 1m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe}$$

$$\frac{At}{St \cdot bn} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effet tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe} = \frac{0.6 \times 37 \times 1.15 \times 10^2}{500} = 5.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit des cadres **HA12**,  $At = 2,26 \text{ cm}^2$ , soit : **2HA12**

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times bn} = \frac{0.0511 \times 500}{0.6 \times 1.5 \times 0.37} \leq 0.34m$$

On adopte 2HA12 :  $St = 10 \text{ cm}$  aux appuis et  $25 \text{ cm}$  en travée.

**X-2-2 : Justification des armatures transversales :**

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times st} \geq \tau_{red} - \frac{ftj}{3} \tan \beta u + \frac{ftj}{3} \quad (\text{B.P.E.L-Art7.3; 22})$$

$$\tau_{red} \leq \frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times st} \times \cot \beta u + \frac{ftj}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$$

Avec :

$$2\tau_{red}^u = 2\tau_V^u + 2\tau_t^u$$

$$\tau_V^u = \frac{V_{red}^U}{0.8 \cdot h \cdot bn} \quad \text{Et } V_{red}^U = V_u^{max} - \frac{Pu}{n} \times \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$Pu = n(\sigma_{p0} - \Delta \sigma_j) A_p$$

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_i (1er \text{ famille}) + \Delta \sigma_{diff} (1er \text{ famille})$$

**A.N :**

$$\Delta \sigma_j = 198.068 + 75.71 = 273.778 \text{ MPa}$$

$$Pu = 4(1416 - 273.778) 2660 \times 10^{-3} = 12153.24 \text{ KN.}$$

$$V_{red}^U = 2323.9 - \frac{12153.24}{4} \times 0.87 = -319.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_V^u = \frac{319.42 \times 10}{0.8 \times 220 \times 37} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 0.49 + 0.86 = 1.35 \text{ MPa}$$

**Angle d'inclinaison  $\beta$  :**

$$Nu = Pu \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 12153.24 \cdot \frac{3.891}{4} = 11822.06 \text{ KN}$$

$$\left[ \sigma_s = \frac{Nu}{B} \left(1 - \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{11822.06 \times 10}{13048.84} \left(1 - \frac{24.13 \times 89.37}{5164.74}\right) = 5.28 \text{ MPa} \right.$$

$$\left. \sigma_i = \frac{Nu}{B} \left(1 + \frac{ep \cdot V}{r^2}\right) = \frac{11822.06 \times 10}{13048.84} \left(1 + \frac{24.13 \times 130.63}{5164.79}\right) = 14.59 \text{ MPa} \right.$$

$$\sigma_x = 5.28 + \frac{14.59 - 5.28}{220} \times 130.63 = 10.81 \text{ MPa}$$

$$\implies \tan 2\beta = \frac{2 \times 1.35}{10.81 - 0} = 0.25 \beta = 7.01^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales:**

$$\frac{A_s}{St} \geq (\tau_{red}^u - \frac{ftj}{3}) \times \frac{1.15 \times bn}{fe} \times tg\beta.$$

$$\frac{A_s}{St} \geq 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\frac{A_s}{St} \geq \text{Max}(1.56; 5.11)$$

On choisit des cadres **HA12**,  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ , soit : **2HA12**

Ses derniers peuvent reprendre l'effort dû à l'effort tranchant.

$$St \leq \frac{A_t \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times bn} = \frac{0.0511 \times 500}{0.6 \times 1.5 \times 0.37} \leq 0.34 \text{ m}$$

On adopte 2HA12 :  $St = 10 \text{ cm}$  aux appuis et  $25 \text{ cm}$  en travée.

- **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins égales à  $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ , soit un cadre de HA12 tous les  $20 \text{ cm}$ .

### X-2-3: Justification des bielles de compression du béton :

Selon le règlement la condition à respecter est la suivante :

$$\tau_v^u + \tau_t^u \leq \left( \frac{fcj}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2$$

$$0.49^2 + 0.86^2 \leq \left( \frac{50}{4 \times 1.5} \right)^2$$

$$0.98 \leq 69.44 \quad (\text{Vérifier})$$

### X-2-4-Justification des armatures longitudinales (BPEL 91 Art 7.6, 55) :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par le recours des armatures longitudinales passives. L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut.

$$F_t = \tau_t^u \cdot bn \cdot \cos\beta u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{ame\ nette}}$$

$$B_{ame\ nette} = B_{brutte} - B_{gaine} = 2 \times 0.42 - 4 \times \frac{\pi \times 0.1^2}{4} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0.86 \times 0.37 \times \cos 7}{0.81} = 0.39 \leq 0.98 \quad (\text{vérifie})$$

### Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

# Chapitre XI

## Étude de la zone d'about

**XI-1-Zone d'appui simple d'about :****XI-1-1Justification de la bielle d'about :(Art. 7. 5, 1B. P. E. L).**

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about

Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle  $\beta_u$  tel que

$$tg\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\text{B.P.E.L art7.3.1})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique.

On cherche le niveau ( $r$ ) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts  $F_i$

On définit les angles d'inclinaison  $\theta_k$  par :

$$tg\theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i - H_u}$$

Avec :

$\alpha_i$  : Inclinaison du câble.

$R_u$  : Composante verticale de la réaction d'appui ( $R_u = V_u$ ).

$H_u$  : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

$F_i$  : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « $\beta_u$ » pour le rang  $r$  du câble si l'on a

$$\tan \theta_r \leq \tan \beta_u \quad \tan \theta_{r-1} \leq \tan \beta_u$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « $r$ », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « $d_r$ » de la fibre supérieure.

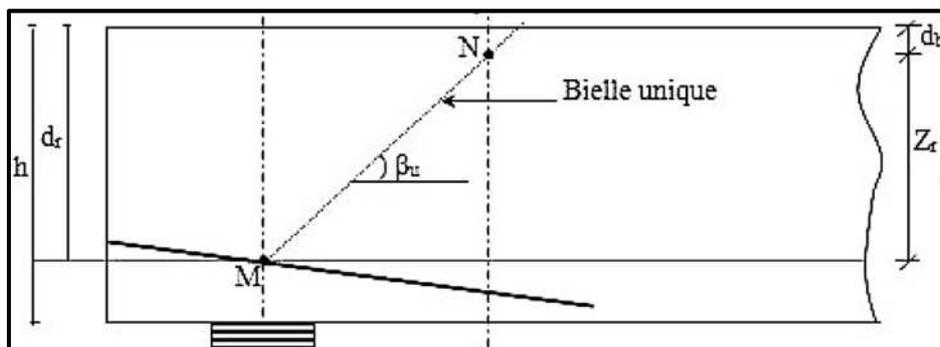


Fig-XI- 1: La bielle d'about.

Avec :

MN : Axe de la bielle.

$Z_r$  : Hauteur de la bielle.

$d_b$  : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

$d_r$  : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} * A_t * \frac{f_e * \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s * \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S_t} * F_{tu} * \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

$\alpha$  : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\alpha'$  : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$\alpha_i$  : Inclinaison du câble de précontrainte.

$S_t$  : Espacement des armatures passives transversales.

$A_t$  : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

$F_{tu}$  : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$W$  : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

Si :

- $Z_i \geq Z$  la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant
- $Z_i < Z$  la section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport «  $\frac{Z}{zr}$  » et la répartir sur la longueur  $zr \times \cot \beta$  à partir de l'axe de l'appui.

Avec  $Z = \frac{I_g}{S}$  (Bras de levier du couple des forces élastiques)

### **Application au projet :**

$$V_u = 232.32 \text{ t} = 2323.2 \text{ KN}$$

$$V_{red} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{im} * \sin \alpha_i$$

$$P_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \sigma_p m = 1.2 (\sigma_{p0} - \sigma_{pt}) \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} \end{array} \right.$$

$$P_{\min} = \min \begin{cases} 1.2(1416 - (198.068 + 75.71)) = 1370.67 \text{MPa} \\ \frac{1770}{1.5} = 1539.13 \text{MPa} \end{cases}$$

$$P_{\min} = 1370.67 \text{MPa}$$

$$F_{\text{lim}} = A_p \left( \min \left( 1.2 \sigma p_0; \frac{f_{prg}}{\gamma_p} \right) \right) = 2660 (\min(1699; 1539.13)) \times 10^{-3}$$

$$F_{\text{lim}} = 4094.08 \text{KN}$$

$$\beta_u = 7.01^\circ \text{ (Chapitre précédant)}$$

• **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_{ui} = 1-4$$

$$H_u = 0.1 \times G_{\text{tablier}} = 0.1 \times 555.61 = 555.61 \text{KN}$$

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u = 4094.08 (\cos 5^\circ + \cos 12^\circ + \cos 15^\circ + \cos 18^\circ) - 555.61 = 15375.78 \text{KN}$$

$$(R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u = 9851 \text{KN}$$

$$15375.78 \text{KN} \geq 9851 \text{KN} \longrightarrow \text{vérifie} \longrightarrow \text{Le rang « r » existe}$$

▪ **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \theta_k = \frac{(R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u}{\sum F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Indice	Ru(KN)	$\sum F_i \sin \alpha_i$	$\sum F_i \cos \alpha_i$	Hu(KN)	$\text{tg} \theta_k$	$\theta_k$
1	2323.2	356.82	4079.5	555.61	4.54	77.6
2		1208.03	8085.1		1.20	50.19
3		2267.66	12040.6		0.04	2.3
4		3532.8	15935.29		0.64	32.62

**Tab-XI-1 :** Valeurs de  $\theta_k$

Le câble qui vérifie l'inégalité  $\theta_k < \beta_u = 7.06^\circ$  est le 3ème câble ; On constate que l'équilibre est atteint au niveau de se derniers.

$$db = \frac{h}{10}$$

$$dr = h - h'$$

$$h' = t_3 - 0.5 \text{tg} \alpha_3$$

A.N :

$$db = 20cm$$

$$h' = 122cm$$

$$dr = 78cm$$

$$Zr = dr - db = 58cm$$

$$Z = 0.8H = 160cm$$

$$Zr < Z$$

Donc :

La section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport «  $\frac{z}{zr}$  » et la répartir sur la longueur  $zr \times \cot\beta$  à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Soit : } As \cdot \frac{z}{zr} = 5.11 \cdot \frac{160}{58} = 14.1cm^2$$

Soit une nouvelle section d'armatures transversales égale à **8HA16** soit  $16.06cm^2$ , qui sera répartie sur une longueur :

$$L = Zr \cdot \cot\beta = 104.63cm = 105cm$$

#### **XI-1-2-Justification de l'équilibre du coin inférieur (Art. 7. 5, 2B. P. E. L) :**

Pour éviter toute rupture par fendage dû à la réaction d'appui « R » appliquée au voisinage d'une arête, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quel que soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture, satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{At \times fe}{\gamma_s} \geq \lambda(Ru + Fvlim) + Hu - Fhlim$$

Avec :

*At*: Section des armatures de coutures.

*Ru*: Composante verticale de la réaction appui.

*Fhlim*: Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa valeur limite).

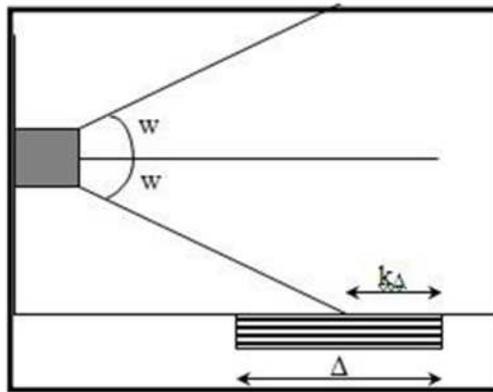
*Fvlim* : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - tg\theta}{1 + 1.5tg\theta}$$

- **Section d'armature minimale :**

Lorsque la vérification précédente aboutit à  $At = 0$ , il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donnée par :

$$Atmin = \frac{0.04 \cdot Ru \cdot \gamma_s}{fe} (5 - 4K) \quad 0 < K < 1$$



**Fig-XI-2:** Equilibre du coin inférieur ( $a = \theta$ )

**Application à notre projet :**

$$F_{lim} = 4094.08 \text{ KN}$$

$$F_{hlim} = F_{lim} \cdot \cos \alpha$$

$$F_{vlim} = F_{lim} \cdot \sin \alpha$$

Plan de rupture	$\text{tg} \theta$	$F_{vlim}$	$F_{hlim}$	$\lambda$	$R_u$	$H_u$	$\frac{A_t \times f_e}{\gamma_s}$	$\lambda(R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{hlim}$	Observ
AC1	1.64	356.82	4078.5	0.04	2323.2	555.61	222.17	-3415.68	vérifier
AC2	0.7	851.21	4004.6	0.39				-2210	vérifier
AC3	0.44	1059.62	3954.6	0.64				-1237	vérifier
AC4	0.33	1265.14	3893.70	0.78				-539.18	vérifier

**Tab -XI-2 :** Calcul de la section d'armature.

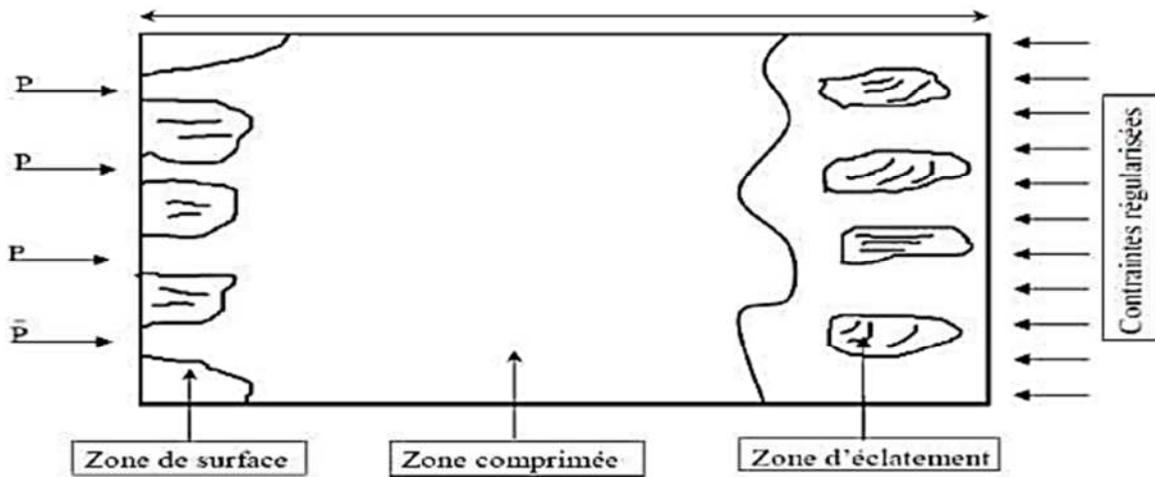
La section d'armature existante est suffisante pour éviter le risque de fendage.

**XI-1-3-Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (Art. 8B.**

**P. E. L).**

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions

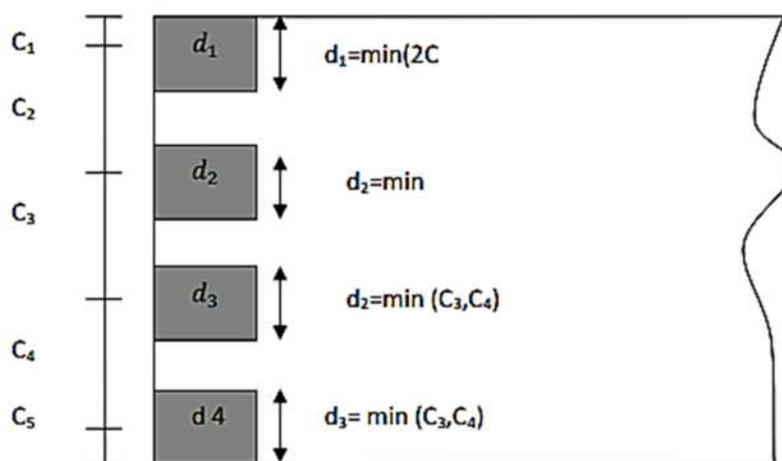


**Fig-XI-3 :** Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.

Zone de régularisation des contraintes = Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions ( $d \times d$ ), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort de surface).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).



**Fig-XI-4:** Prisme symétrique.

### XI-1-4-Equilibre de la zone de 1ère régularisation :

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

#### A) Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section SA est :

$$A_s = 0.04 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

$F_{j0}$  : force à l'origine du câble ancré au niveau « j »

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

#### B) Effets d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

- **Contraintes dans le béton :**

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} < \frac{2}{3} F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « $\sigma_{tj}$ » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{F_{i0}}{b \cdot d_j} \leq 1.2 F_{tj}$$

Avec :

$d_j$ : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

$a_i$ : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

$b$  : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

$F_{j0}$  : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

• **Ferraillage d'éclatement :**

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « SA », sur une zone égale au max de « dj », il faut disposer d'une section d'acier transversale, tel que :

$$A_t = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0,15 \cdot \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{avec : } R_j = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot F_{j0} \\ \text{avec : } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \cdot f_e \end{array}$$

Avec :

$K_j=1$  (Pour un ancrage d'extrémité)

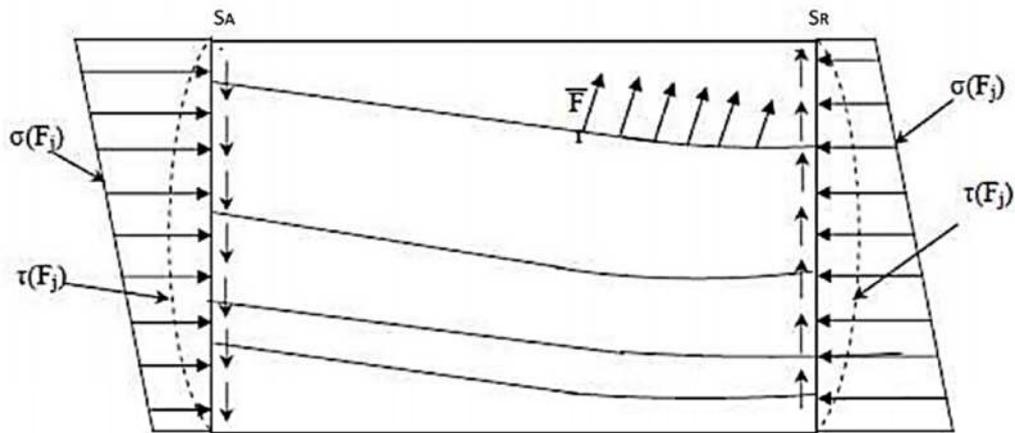
$K_j=2$  (Pour un ancrage intermédiaire)

**XI-1-5-Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :**

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.

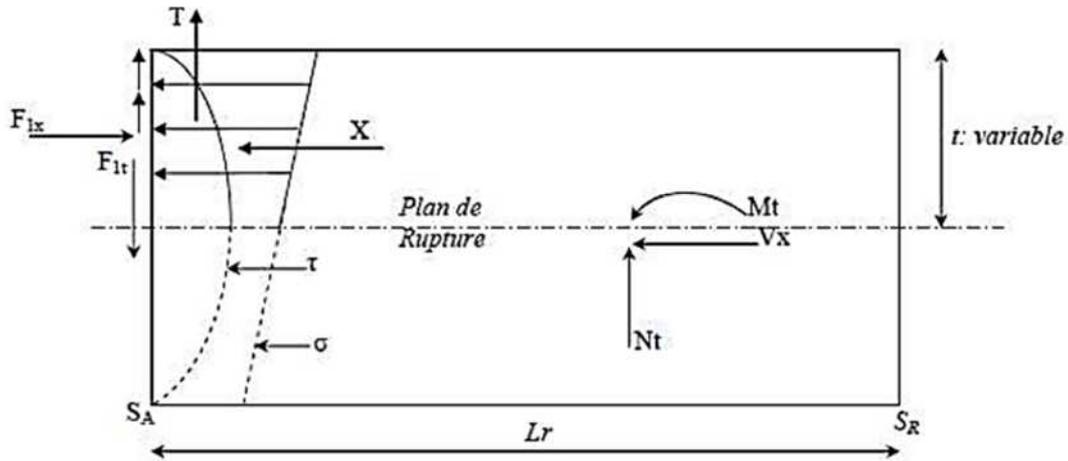
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure).



**Fig-XI-5-Equilibre général.**

Sur un plan de coupure horizontal quelconque « BC » distant de « t » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM :

Effort tranchant  $V(x)$ , moment fléchissant  $M_t$  et effort normal  $N_t$ .



**Fig-XI-6-**Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion

### **XI-1-6-Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :**

#### **a) Justification des contraintes :**

Soit  $\tau_{max}$  la contrainte globale maximale de cisaillement :

$$\tau_{max} = \max((\tau d + \tau)) t$$

Avec :

$$\tau d = \frac{Vx}{b.lr} : \text{La contrainte de cisaillement}$$

$\tau$  : La contrainte la plus défavorable

Cette contrainte doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} \leq 1.5ftj$$

#### **B) Armatures d'équilibre général :**

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$Vxe = \left(1 - \left(\frac{ftj}{3\tau d}\right)^2\right)$$

Si  $Ntc$  est l'effort normal au niveau où  $Vx = Vx \max$ , cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$Ac = \frac{|Vxe|_{max} - Ntc}{\frac{2}{3}fe}$$

Avec :

$V_{xe}$  : effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

- Si :

$A_c < A_s + A_e$  : Aucun renforcement n'est à prévoir.

$A_c > A_s + A_e$  : Il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections  $A_s$  et  $A_c$  et de même façonnage qu'entre SA et SR, la section totale des aciers soit au moins égale à  $A_c$ .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section SA sur une longueur au plus égale  $\frac{2}{3}lr$ .

### Application au projet :

#### A) Effets de surface :

##### ▪ Plan vertical :

$\text{Max}F_{jo} = 1416 \text{ MPa}$

$$A_s = 0.04 \frac{\text{max}F_{jo}}{\sigma_{slim}} = 0.04 \times \frac{1416 \times 266}{\frac{2}{3} \times 500} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14** ( $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$ )

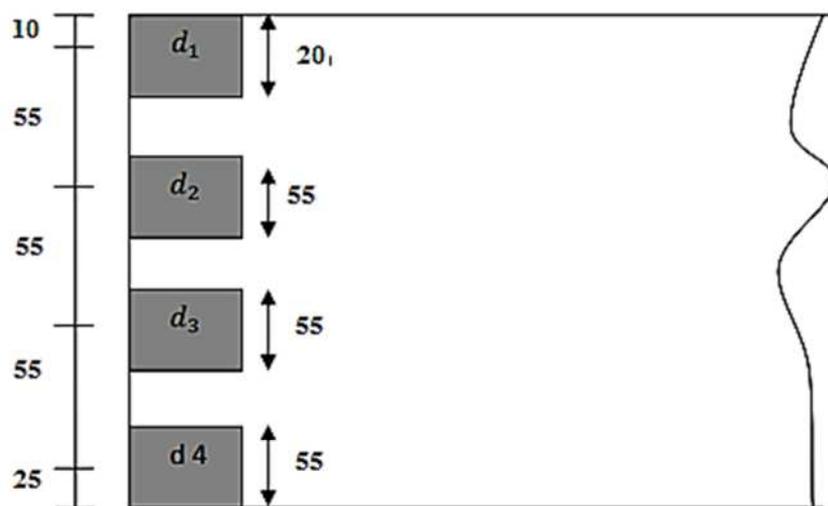
##### ▪ Plan horizontal :

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les trois câbles

$$A_s = 0.04 \times \frac{4 \times 1416 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 6.797 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de **2HA12** autour de chaque ancrage

$$A = 4 \times 2.26 = 9.04 \text{ cm}^2.$$



**Fig-XI-7-** Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique).

**B) Effet d'éclatement :**▪ **Vérification des contraintes du béton :**1-Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{4094.08 \times 1000}{200 \times 420} = 4.8 \text{MPa} < \frac{2}{3} \times 50 = 33.33 \text{MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

$$\sigma_{c2} = \sigma_{c3} = \sigma_{c4} = \frac{4094.08 \times 1000}{550 \times 420} = 17.72 \text{MPa} < 33.33 \text{MPa}$$

2-Contrainte de traction :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{28}{20} \right) \times 4.8 = 1.08 \text{MPa} \leq 4.5 \text{MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{28}{55} \right) \times 17.72 = 4.18 \leq 4.5 \text{MPa}$$

▪ **Ferrailage d'éclatement :**1) Plan vertical:

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 0 \text{cm}^2 \\ A_{e2} = 13.5 \text{cm}^2 \\ A_{e3} = A_{e4} = 13.5 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 13.5 \text{cm}^2$$

Soit à prendre **3x2 cadre HA14** ( $A=3 \times 2 \times 2$ ,  $26=13,56 \text{cm}^2$ ) de profondeur 55cm

1) Plan horizontal:

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 13.5 \text{cm}^2 \\ A_{e2} = 13.15 \text{cm}^2 \\ A_{e3} = A_{e4} = 13.15 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 13.5 \text{cm}^2$$

Soit à prendre **3x2 cadre HA14**.

▪ **Effort d'équilibre général:**

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pi}$$

$$\text{Câble n}^\circ 1 : 1416 - 140.89 = 1275.103 \text{MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 2 : 1416 - 177.25 = 1238.75 \text{MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 3 : 1416 - 189.64 = 1226.36 \text{MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 4 : 1416 - 196.44 = 1219.56 \text{MPa}$$

$$\left[ \begin{array}{l} F_1 = 1275.103 \times 2660 \times 10^{-3} = -3391.56 \text{KN} \\ F_2 = 1238.75 \times 2660 \times 10^{-3} = -3289.75 \text{KN} \\ F_3 = 1226.36 \times 2660 \times 10^{-3} = -3262.1 \text{KN} \\ F_4 = 1219.56 \times 2660 \times 10^{-3} = -3244.03 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$F_{xj} = F_j \times \cos \alpha_j$$

$$F_{tj} = F_j \times \sin \alpha_j$$

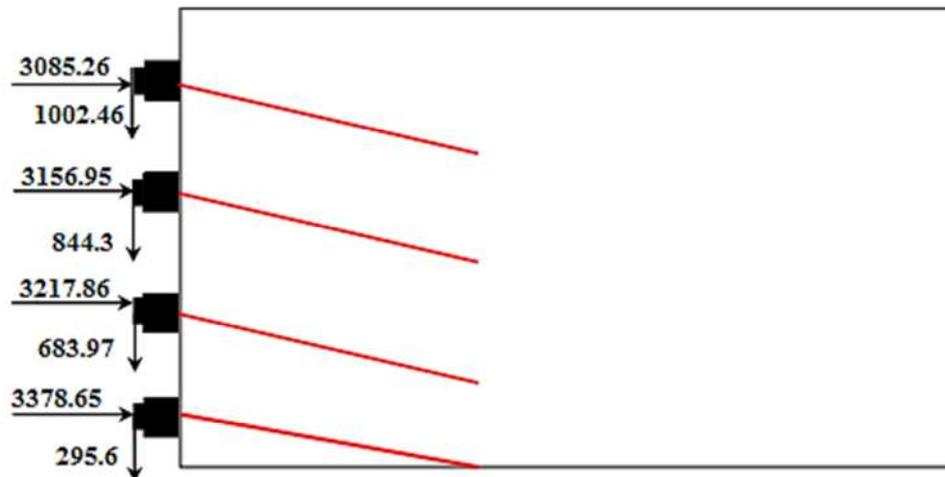


Fig-XI-8-Composantes des efforts de précontraintes.

▪ **Calcul des contraintes normales à l'about :**

$$\sigma_s = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_{nette}} + \frac{\sum (P_i \cdot \cos \alpha_i \times e_{pi}) y}{I_{nette}}$$

$$e_{pi} = Z - V'$$

Fibre supérieur :

$$\sigma_s =$$

$$\frac{(3378.65 + 3217.86 + 3156.95 + 3085.26) \times 10}{10018.84} +$$

$$\frac{(3378.65 \times (-81.63) + 3217.86 \times (-26.63) + 3156.95 \times 28.37 + 3085.26 \times 83.37) \times 93.37 \times 10}{42433646.12} = 12.5 \text{ MPa}$$

Fibre inférieur :

$$\sigma_t =$$

$$\frac{(3378.65 + 3217.86 + 3156.95 + 3085.26) \times 10}{10018.84} -$$

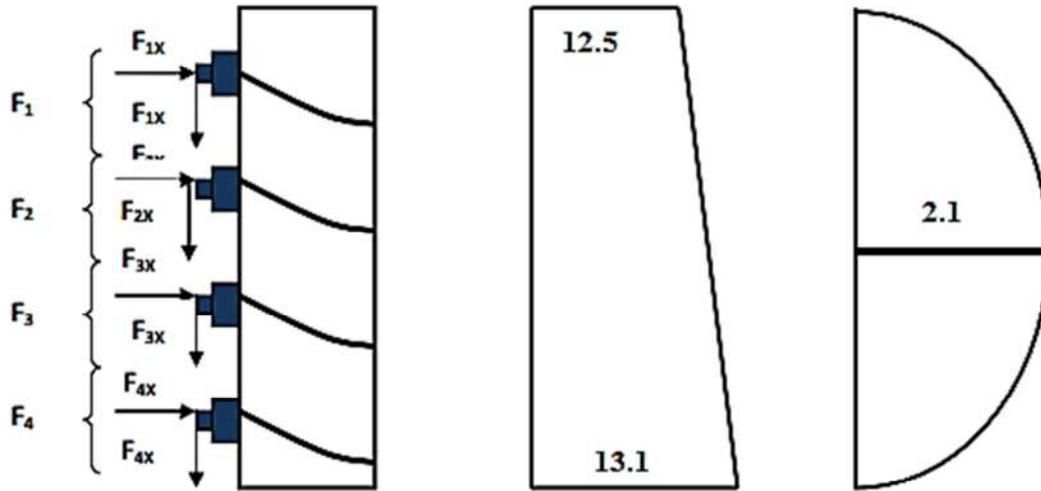
$$\frac{(3378.65 \times (-81.63) + 3217.86 \times (-26.63) + 3156.95 \times 28.37 + 3085.26 \times 83.37) \times 93.37 \times 10}{42433646.12} = 13.14 \text{ MPa}$$

▪ **Contraintes tangentielles à l'about :**

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{0.8h \cdot b_n} \quad ; \quad V_{red} = V - \sum F_i \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 2323.2 - 4094.08(\sin 5 + \sin 12 + \sin 15 + \sin 18) = 1209.6 \text{ KN}$$

$$\tau(t) = \frac{1209.6}{0.8 \times 200 \times 37} = 2.1 \text{MPa} > -1.5 f_{tj} = -5.4 \text{MPa}$$



**Fig-XI-9-** Contraintes normales et tangentielles (MPa)

$$\sigma(F_i) = 12.5 + \frac{13.1 - 12.5}{2} \times t$$

$$\sigma(F_i) = 12.5 + 0.3t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \times b \times dt \quad b=42\text{cm}$$

$$X(t) = 5.25t + 0.126t^2$$

$$\tau(F_i) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t = 0) = 0 \longrightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 2.1 \text{MPa}$$

$$At + b = 0$$

$$t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2} \quad \frac{-b}{a} = h = 2m \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 1) = a \times 1^2 + b \times 1 = 2.1 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : **a = -2.1 ; b = 4.2**

$$\tau(F_i) = -2.1t^2 + 4.2t$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(f_j) \cdot e \cdot dt$$

$$T(t) = -0.27t^2 + 0.55t$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$v(t) = \sum Fi \times \cos \alpha_i - X(t)$$

$$X(t) = 5.25t + 0.126t^2$$

cable	$\alpha$ (°)	Fi(KN)	Fix(KN)	Fit(KN)
1	5	3391.56	3378.65	295.6
2	12	3289.75	3217.86	683.97
3	15	3262.1	3156.95	844.3
4	18	3244.03	3085.26	1002.46

**Fig-XI-3-** Calcul de l'effort tranchant.

- Au dessus de F1 :  $0 < t < 25$

$$X(t=0.25) = 1.32 \text{ MN} \quad ; \quad V(0.25) = -1.30 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.25) = -1.30 + 3.08526 = 1.70 \text{ MN}$$

De la meme facon on calcul pour F2 ;F3 ;F4.

$$\text{Et on trouve } V(t)_{\max} = 2.8 \text{ MN}$$

- **Efforts normaux :**

$$T(t) = -0.27t^2 + 0.55t$$

$$N(t) = \sum Fi \cdot \sin \alpha_i - T(t)$$

- Au dessus de F1 :  $0 < t < 25$

$$T(t=0.25) = 0.12 \text{ MN} \quad ; \quad N(0.25) = -0.12 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.25) = -0.12 + 1.00246 = 0.88 \text{ MN}$$

De la meme facon on procede pour F2 ;F3 ;F4.

$$\text{Et on trouve } N(t)_{\max} = 1.2 \text{ MN}$$

**C) Armatures d'équilibre général :**

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot h} = \frac{2 \times 2.8}{0.42 \times 2} = 6.67 \text{ MPA}$$

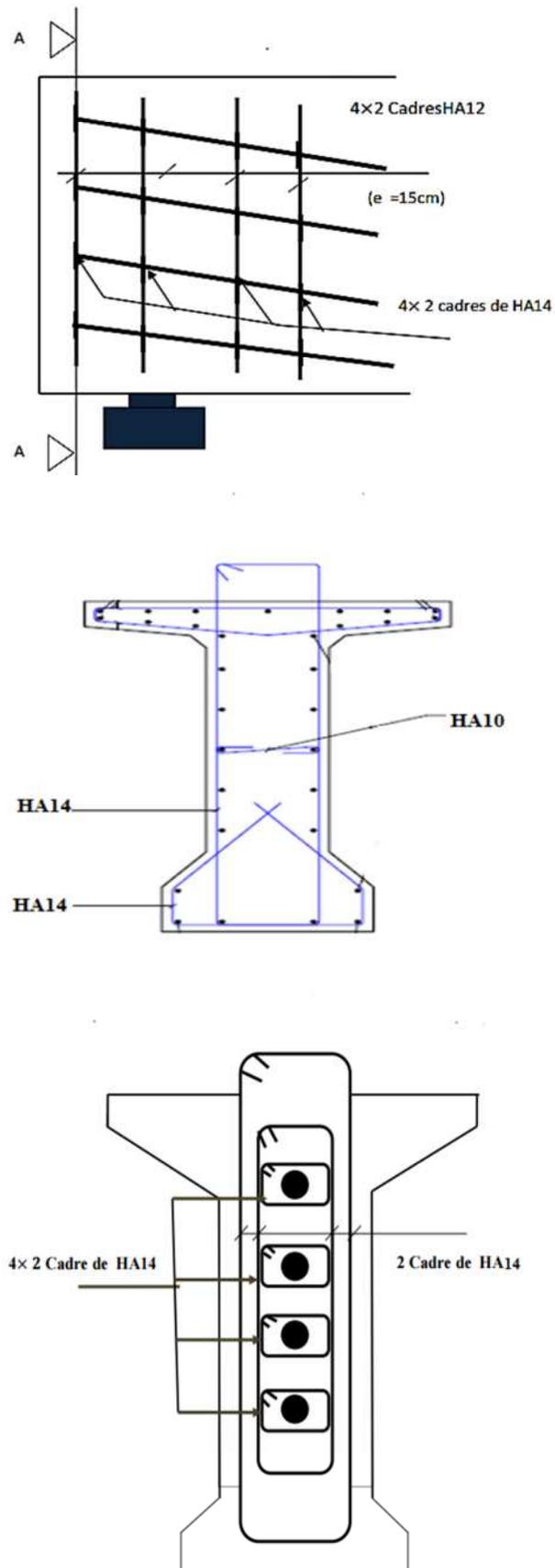
$$V_x = V_{x \max} \left( 1 - \left( \frac{ft \cdot 28}{3 \times \tau_d} \right)^2 \right) = 2.8 \left( 1 - \left( \frac{3.6}{3 \times 6.67} \right)^2 \right) = 2.71 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2.71 - 0.42}{\frac{2}{3} \times 500} = 6.87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 13.5 + 9.04 = 22.54 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_s$$

**Condition vérifiée** => aucun renforcement n'est à prévoir.



**Fig-XI-10-** Ferrailage de la zone d'about.

# Chapitre XII

## Calcul des déformations

**Introduction :**

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, Précontrainte.

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

**XII-1-Calcul des flèches :****XII-1-1-Flèche due au poids propre**

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi- travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 \cdot Ev \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot Mg \cdot L^2}{48 \cdot Ev \cdot I_g}$$

Avec :

L: La portée = 40.58m

Ev: Module de déformation longitudinal à long terme.

$$Ev = \frac{11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}}{3} = 13508.1155 \text{ MPa}$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre.

I<sub>G</sub>: Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis »

$$I_g = \frac{67394611.48 + 85152282.71}{2} = 76273447.1 \text{ cm}^4$$

Mg = 555.61 t.m

$$D'où : F_G = \frac{5 \times 555.61 \times 40.58^4}{48 \times 13508.1155 \times 76273447.1 \times 10^{-4}} = 9.25 \text{ cm}$$

**XII-1-2-Flèche due aux surcharges :**

$$M_s = M_t - M_g = 2062.59 - 555.61$$

$$F_G = \frac{5 \times 1506.98 \times 40.58^4}{48 \times 13508.1155 \times 76273447.1 \times 10^{-4}} = 4.13 \text{ cm}$$

**IX-1-3-Contre flèche :**

La flèche à mi- portée est :

$$f = \int_0^L \frac{Mx}{E \cdot I_g} \cdot dx$$

$Mx \cdot dx$ : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte.

Dans le diagramme des moments à chaque section ; on aura :

$$M_i = N_i \times e_i$$

$$N_i = P \sum \cos \alpha_i$$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_{pm} \cdot A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$$

Avec :

$\sigma_{pi}$ : Contrainte initiale (h, b, B)

$\sigma_{ps}$ : Contrainte en service.

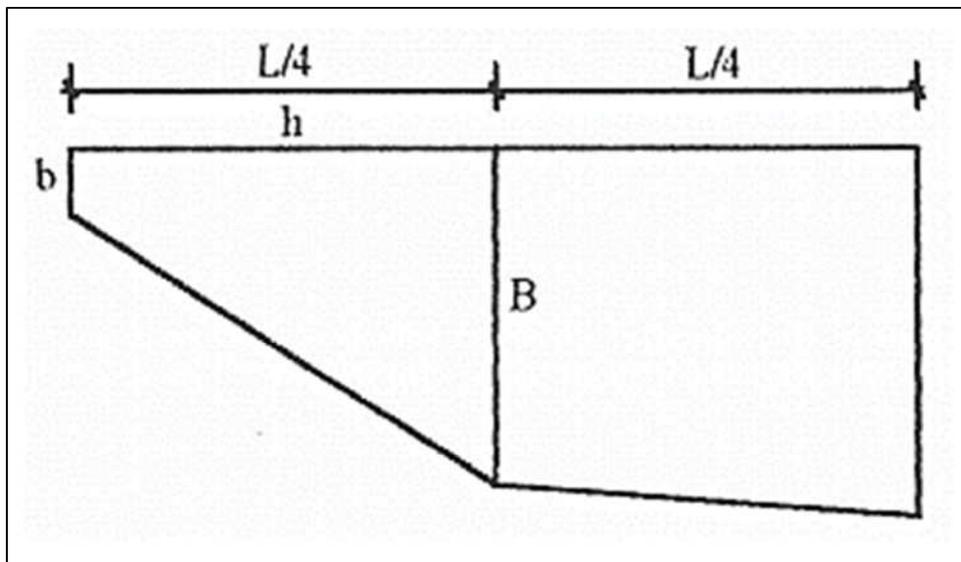
Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x)

Du centre de gravité par rapport à la plus

Petite est :

$$x_i =$$

$$\frac{h \cdot (2B + b)}{(2B + b)}$$



**Fig-XII-1** : Diagramme des moments dans une poutre.

section	$\sigma_{pi}$	$\sigma_{ps}$	$\sigma_{pm}$
0.00L	1217.932	1142.22	1180.076
0.25L	1159.919	992.59	1076.25
0.5L	1259.12	1050.735	1154.93

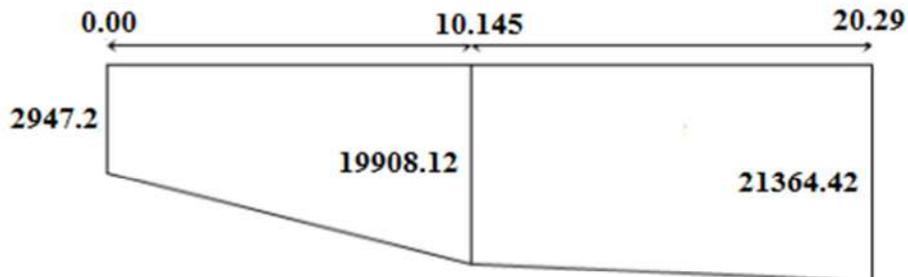
**Tab-XII-1**-Valeurs de  $\sigma_{pm}$  à différentes sections.

L'effort normal aux différentes sections :

$$N = N_x = N_{pi} \times \sum \cos \alpha_i = (\sigma_{pm} \cdot A_s) \sum \cos \alpha_i$$

section	$\sum \cos \alpha_i$	$\sigma_{pm}$ (MPa)	P (KN)	Ni (KN)	epi (cm)	Mpi = Ni x epi (KN.m)
0.00L	3.891	1180.076	3139	12213.85	-24.13	-2947.20
0.25L	5.70	1076.25	2862.825	16318.13	-121.983	-19908.12
0.5L	5.70	1154.93	3072.12	17511.84	-121.983	-21364.42

**Tab-XII-2**-Valeurs du moment à différentes sections.



**Fig-XII-2**-Diagramme des moments sous la précontrainte [MPa]

**Trapèze (1) :**

$$x_1 = \frac{10.145 \times (2 \times 19908.12 + 2947.2)}{3 \times (19908.12 + 2947.2)} = 6.32m$$

$$\longrightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L Mx \cdot dx = \frac{X1.A1}{EI} = \frac{6.32 \times (19908.12 + 2947.2) \times 10.145}{2 \times EI} = \frac{732700.42}{EI}$$

**Trapèze (2) :**

$$x_2 = \frac{10.145 \times (2 \times 21364.42 + 19908.12)}{3 \times (21364.42 + 19908.12)} = 5.13m$$

$$\longrightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L Mx \cdot dx = \frac{X2.A2}{EI} = \frac{5.13 \times (21364.42 + 19908.12) \times 10.145}{2 \times EI} = \frac{1073990.94}{EI}$$

$$fp = \frac{(732700.42 + 1073990.94) \times 10^{12}}{13508.1155 \times 76273447.1 \times 10^4} = 175.35 \text{ mm} = 17.535 \text{ cm}$$

✚ **flèche totale:**

À vide :

$$f = fg + fp = 9.25 - 17.535 = -8.3 \text{ cm}$$

À charge :

$$f = fg + fp + fs = 9.24 + 4.13 - 17.535 = -4.165 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges :  $f = -4.165 \text{ cm}$

La flèche admissible :  $(L/500 = 8.116 \text{ cm})$  doit être supérieure à la flèche calculée  $f = -1.38 \text{ cm}$

Donc: **la condition est vérifiée**

**XII-2-Calcul des rotations :**

**XII-2-1-Sous le poids propre :**

$$Wg = \frac{L.Mg}{3.Ep.Ig} = \frac{555.61 \times 40.58 \times 10^6}{3 \times 13508.1155 \times 76273447.1} = 7.29 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

**XII-2-2-Sous les surcharges :**

$$Ws = \frac{Ms.L}{3 \times Ev \times Ig} = \frac{1506.98 \times 40.58}{13508.1155 \times 76273447.1 \times 3} = 1.98 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

**XII-2-3-Sous la précontrainte :**

$Ai$ : Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$wp = \frac{-\sum Ai}{EI} = \frac{-2 \left( \frac{19908.12 + 2947.2}{2} + \frac{(21364.42 + 19908.12)}{2} \right)}{13508.1155 \times 76273447.1}$$

$$wp = -6.22 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

**XII-2-4-Rotation résultante :**À vide :

$$W = Wg + Wp = 1.07 \times 10^{-3} rd$$

À charge :

$$W = Wg + Wp + Ws = 3.05 \times 10^{-3} rd$$

**XII-3-Calcul des déplacements d'appui :****XII-3-1. Déplacement due à la rotation :**

$$\Delta_w = \frac{w.h}{2} = \frac{1.07 \times 10^{-3} \times 200}{2} = 0.107 cm$$

**XII-3-2-Déplacement dû au retrait :**

$$\Delta r = \varepsilon r \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-3} \times \frac{40.58}{2} = 0.06 cm$$

**XII-3-3-Déplacement dû fluage :**

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i} ; E_i = 11000 \sqrt[3]{50} = 40524.34$$

$\sigma_p$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du CDG du câble moyen.

$$\sigma_p = \frac{\sigma m(1ere\ famille) + \sigma m(2eme\ famille)}{2} = \frac{30.25 + 4.2602}{2} = 17.26 MPa$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 17.26}{40524.34} = 8.52 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{flu} = 8.52 \times 10^{-4} \times \frac{40.58}{2} = 1.72 cm$$

**XII-3-4-Déplacement dû à la variation de la température :**

$$\Delta t = \frac{L}{10000} = 0.4058cm$$

**XII-3-5-Déplacement total :**

$$\Delta_{max}^+ = \Delta w + \Delta r + \Delta flu + \Delta t = 0.107 + 0.06 + 1.72 + 0.4058 = 2.3cm$$

$$\Delta_{max}^- = \Delta w + \Delta r + \Delta flu + \Delta t = 0.107 + 0.06 + 1.72 - 0.4058 = 1.5cm$$

**Conclusion:**

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

**Introduction**

Les équipements des ponts couverts un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. C'est dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liées définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussées, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation deseaux, protection des talus par des perrés, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appuis, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

**XIV-I-Les appareils d'appuis :**

Les appareils d'appuis sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquelles il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère comme de la matière consommable; à ce titre on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. Ils interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation. La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

Les articulations en béton. ; Les appareils d'appuis en élastomère fretté ; spéciaux ; et métalliques

**XIV-I-1-Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage :**

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de control.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

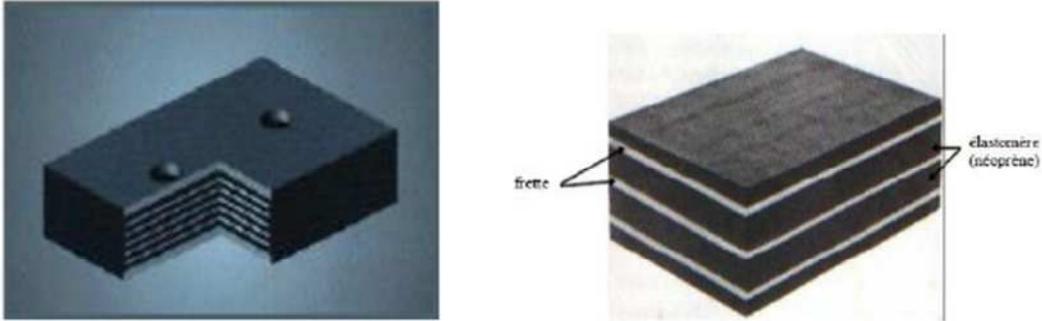


Fig. XIV-1:Appareil d'appui frette.

#### XIV-I-2-Géométrie d'un appareil d'appui :

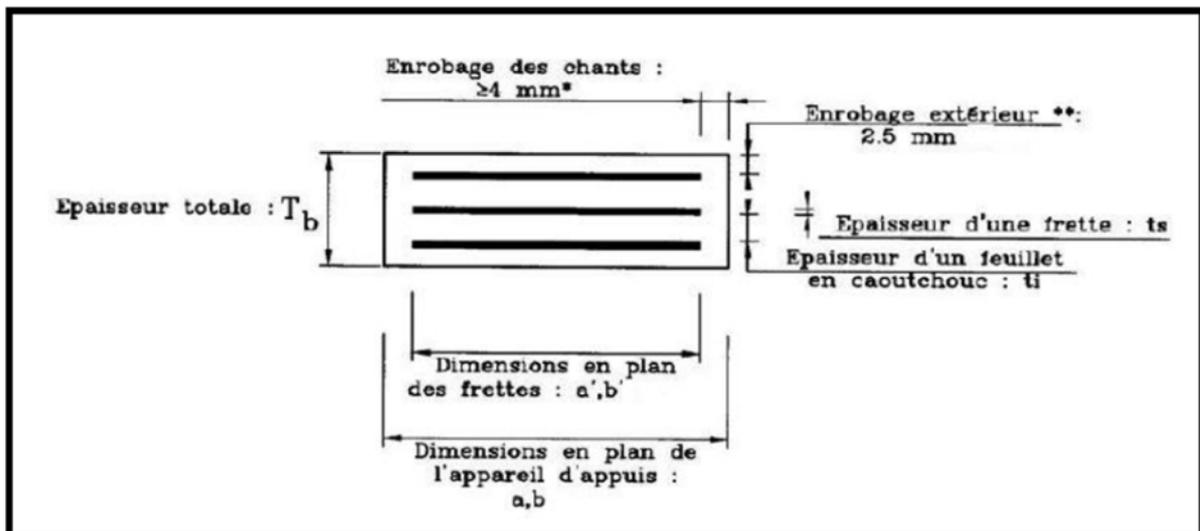


Fig. XIV-2 : Constitutions géométriques d'un appareil d'appui.

#### XIV-I-3. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

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.

$$T_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{\tau_{H2}}{2 \times G}$$

D'où:

$$\frac{U_2}{T} = \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$U_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times \operatorname{tg} \alpha = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

#### XIV-I-3-4-Rotation :

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créé par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\alpha_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

$K_2$ : Coefficient de forme en fonction de  $\frac{b}{a}$

T: Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

$T = \frac{\alpha_t}{x}$  : ( $\alpha_t$  angle de rotation d'un seul feuillet (rd))

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

Lors de la rotation les contraintes  $\tau_a$  et  $\tau_b$  s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{\alpha.a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.a}$$

$$\tau_{\alpha.b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{b}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.b}$$

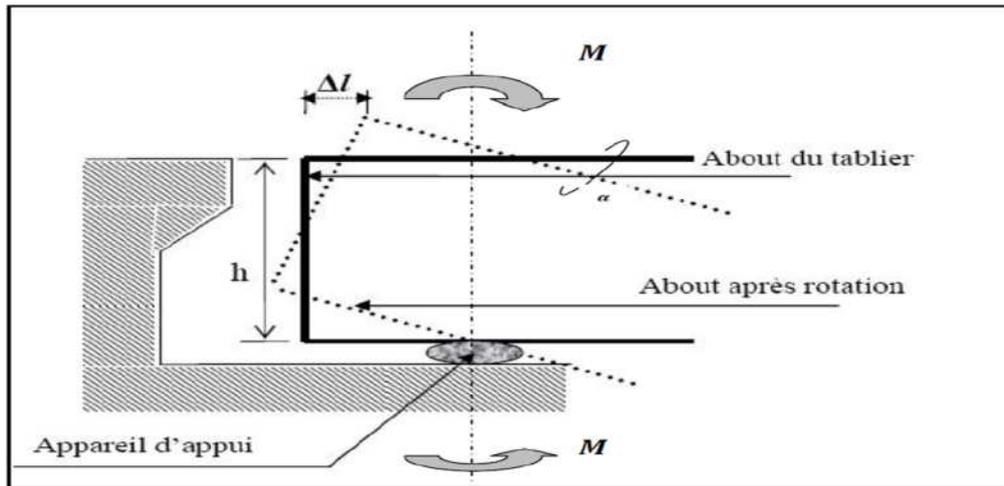


Fig. XIV-6: Rotation de l'about du tablier

#### XIV-4-Prescription réglementaire :

##### XVI-4-1-Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_h + \tau_{\alpha,t} \leq 5G$$

$$\tau_{h1} \leq 0,5 G \quad ; \quad \tau_N \leq 3$$

$$\tau_h \leq 0,7 G \quad ; \quad \tau_{\alpha} \leq 3G$$

##### XVI-4-2-Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

##### XVI-4-3-Vérification de condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

##### XVI-4-4-Condition de non cheminement :

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable : On doit vérifier :

$$(\sigma_m)_{\min} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Tel que

$N_{\max}$  : est la réaction engendrée par le poids propre

**XVI-4-5. Condition de non glissement :**

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

f : Coefficient de frottement, avec :  $f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m}$

**Remarque :**

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

**XVI-4-6. Condition de non flambement :**

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

**XVI-4-7. Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2\text{mm}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pour l'acier E24 - 1}$$

**XVI-5. Application à notre projet :**

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

**XVI-5-1. Calcul des efforts horizontaux :****a) Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :**

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0,0035 \times S)}$$

$$S = 10,50 \times 40,58 = 426,09 \text{ m}^2$$

**S:** surface surchargée

$$A(l) = 0,833 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0,0035 \times S)} = \frac{0,833 \times 426,09}{20 + (0,0035 \times 426,09)} = 16,515 \text{ t} = 165,15 \text{ KN.}$$

$$F_{A(l)} = 165,15 \text{ kN.}$$

**b) Efforts de freinage du à surcharge  $B_C$ :**

Chaque essieu d'un camion de système  $B_C$  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  $F_{B_C} = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$

**XVI-5-2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :**

**a) Hauteur de néoprène :**

Avec

$\alpha$  : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0,5 \quad G \operatorname{tg} \alpha_1 < 0,5$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{U_1}{T} \leq 0,5 \quad T < 2U_1$$

$$U_1 = D_{\max} = 20 \text{ mm (Déformation dues aux fluages, retrait dilatation)}$$

$$T \geq 40 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = n \times (t + t_s)$$

$$\text{Avec : } t = 12 \text{ mm} \quad ; \quad t_s = 3 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = 4 \times (12 + 3) = 60 \text{ mm}$$

**b) Air de l'appareil :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$a \times b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

$N_{\max}$ : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{245,24}{15 \times 1000} = 0,01635 \text{ m}^2 = 163,5 \text{ cm}^2$$

On choisir un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5 \times T \leq 10 \times T$$

$$5 \times 60 \leq a \leq 10 \times 60 \quad \longrightarrow 300 \leq a \leq 600$$

Avec  $a < b$  on prend  $a = 400 \text{ mm}$  et  $b = 500 \text{ mm}$

### XVI-6. Vérification :

#### XVI-6-1. Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 4 \text{ MPa} \quad \text{avec } G = 0,8$$

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{400 \times 500}{2 \times 12(400+500)} = 9,26$$

#### XVI-6-2. Distorsion :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{245,24 \times 1000}{40 \times 50}$$

$$= 122,62 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_m = 12,262 \text{ MPa} < 15$$

MPa vérifiée

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1,5 \frac{12,262}{9,26} = 1,986 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1,986 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

a) Due au déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times \text{tg} \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T}$$

$$T_{\max} = 60 \text{ mm}, U_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0,8 \times \frac{20}{60} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0,266 \text{ MPa} < 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

b) Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

Avec :

$$H_2 : \text{effort de freinage développé par Bc} \quad H_2 = \frac{30}{6} = 5$$

$$\tau_{H2} = \frac{5 \times 100}{40 \times 50} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0,25 < 0,7G = 0,56 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

**c) La contrainte conventionnelle vaut :**

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}$$

$$\tau_H = 0,266 + 0,5 \times 0,25 = 0,391 \text{ MPa} < 0,56 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

**XVI-6-3-Rotation:**

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a^2}{t^2} \right) \alpha_t < 1,5$$

$$a_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n}, \quad \alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rd}, \quad \alpha = 1,12 \times 10^{-2} \text{ rd}$$

n : nombre de feuilletts

$$\alpha_t = \frac{3 \times 10^{-3} + 1,12 \times 10^{-2}}{4} = 3,55 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \times \left( \frac{0,4^2}{0,012^2} \right) \times 3,55 \times 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = 1,57$$

**Finalement :**

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,986 + 0,391 + 1,577$$

$$\tau = 3,954 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

Donc : la condition est vérifiée

**XVI-6-4. Condition de non cheminement :**

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\min} = 107,3$$

$$\sigma_{m \min} = \frac{107,3 \times 10^{-2}}{0,4 \times 0,5} = 5,365 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

**XV-6-5) Condition de non glissement :**

$$H < f \times N$$

Tel que :

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{0,2}{5,365}$$

$$f = 0,157$$

$$H < f \times N = 0,157 \times 107,3 = 16,84 \text{ t.}$$

- **H due à la déformation lente :**

$$H = \frac{107,3}{2 \times 4} = 13,41 \text{ t}$$

$$13,41 \text{ t} < 16,84 \text{ t} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

**XV-6-6. Dimensionnement des frettes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{400}{9,26} \times \frac{5,365}{215} = 1.077 \text{ mm} \\ t_s > 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$t_s = 3 \text{ mm} \quad \longrightarrow \text{Vérfiée}$

**Conclusion :**

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 400 x 500 x 60

**XIV-II. Joints de chaussée :**

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds). Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

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 :**

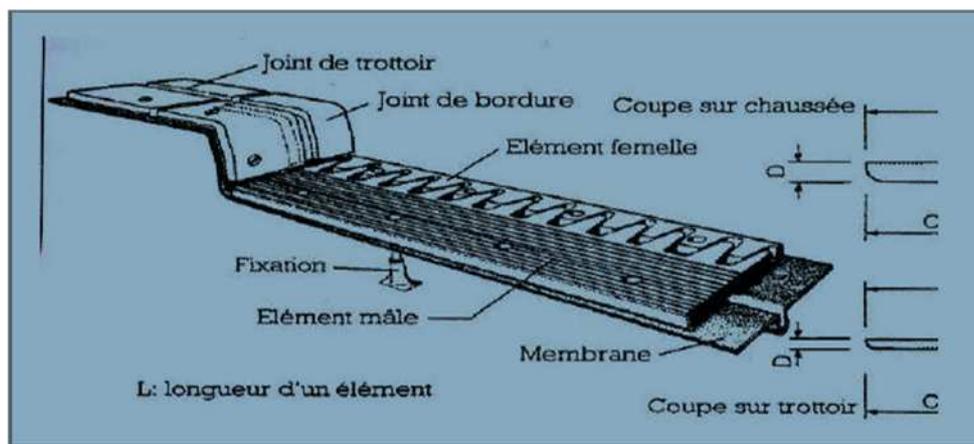
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✓ **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.



FigXIV-7 : Détail de joints de chaussée

**XIV-II-1. Calcul du souffle des joints :**

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W.
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à 1.3W.

$$\Delta h \max = \frac{2}{3} (\Delta rot + \Delta ret + \Delta fl + ht) = 20 \text{ mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

**a) Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge créée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal,  $\Delta$

**b) Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas :  $L = 40.58 \text{ m}$

$$\Delta l = 1,217 \text{ cm}$$

**c) Retrait :**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas :  $L = 40,58 \text{ m}$

$$\Delta l = 1.623 \text{ cm}$$

**d) fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$K_{fl}$  : Coefficient du fluage à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_m$  est de 2 à 3.

**Conclusion :**

Suivant  $\Delta l$  et la rotation de  $\alpha$  la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm ( $\pm 10$  mm)

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

# Chapitre XIV

## Etude de l'infrastructure

**Introduction :**

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet.

Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, on commence par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, on connaît la longueur totale de la brèche à franchir et on peut élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on retouche l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le Fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

**XIV-1-Etude de la pile****XIV-1-1-Choix du type d'ouvrage :**

Nous avons opté à la solution d'une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter l'implantation d'un obstacle fasse à la cour d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

**XIV-1-2-Pré dimensionnement de la pile :****a) Chevêtre :**

- Longueur =14.08m
- Largeur = 3.3m
- Hauteur = variable  $2.19 < H < 1.6$

**b) Fûts :**

Diamètre :  $\varphi = 1.60\text{m}$

Hauteur : variable d'une pile à une autre  $10.25 < H < 16.10\text{m}$

**c) Semelle :**

Longueur : 14m ;

- Largeur : 6.6m ;

- Epaisseur : 2m

- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans les plans accompagnés.

**XIV-1-3-Etude du chevêtre :**

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

**XIV-1-3-1-Evaluation des charges et surcharges :****a) Poids propre du tablier :**

$$P_t = 40.22 \text{ t/ml}$$

**b) Poids propre du chevêtre :**

$$P_c = \rho_b \cdot V = 2.5 \times 14.08 \times 3.3 \times 2.19 = 254.39 \text{ t}$$

$$P_c = 18.07 \text{ t/ml}$$

**C) Efforts transmis par la surcharge D240 :**

$$q_{d240} = 12.9 \text{ t/ml}$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times 4K_{\alpha max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 206.7 \text{ t}$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{206.7}{9} \times 1.34 = 30.78 \text{ t/poutre}$$

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

Poids du tablier : $P_g$ (MN)		0.4022
Poids du chevêtre : $P_c$ (MN/ml)		0.1807
Poids de surcharges : $P_{d240}$ (MN)		0.3078
ELU	$G_u = 1.35 P_c$	0.244
	$P_u = 1.35 (P_g + P_c)$	0.787
ELS	$G_s = P_c$	0.1807
	$P_s = P_g + P_c$	0.583

**Tab-XIV-1-Valeurs des charges et surcharges eux états limites.**

**XIV-1-3-2-Calcul des sollicitations :**

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} < \frac{h}{l} < \frac{1}{5}$$

Avec :

H : hauteur de chevetre.

l: Entraxe des futs

$$0.033 < 0.39 < 0.2 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevetre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques. Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left( 1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \cdot Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

$R_i$  : La réaction d'appui ;

P: La résultante des charges ;

$Y_i$  : L'excentricité de  $R_i$  par rapport au barycentre ;

$e_i$ : L'excentricité de P par rapport au barycentre ;

$K_i$ : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique

Donc :  $e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n$  (n : nombre fût=3).

$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R(MN)	P(MN)	G (MN/ml)
E.L.U	3.093	0.787	0.244
E.L.S	2.481	0.583	0.1807

**Tab -XIV-2-** Evaluation des efforts.

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel robot :

	E.L.U		E.L.S	
	Sur appuis	A mi- travée	Sur appuis	A mi- travée
M(t.m)	10.92	5.24	4.90	6.08
T(t)	9.21	5.06	6.7	3.6

**Tab-XI-3** : Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.

### XIV-1-3-3-Ferraillage de chevêtre à la flexion :

Pour  $h=1.60$

$d=0.9h=1.44m$

$b_0=3.30$

Pour béton :

$f_{c28}=37MPa$

$f_{t28}=2.82MPa$

$\sigma_{bc}=0.6 f_{c28}=22.2MPa$

$f_{bu}=\frac{0.85f_{c28}}{\theta.\gamma_b} = 20.97MPa$

Aciers : fe500

#### a) Armature Longitudinale :

Le ferraillage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

- Section d'armature supérieure :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.92}{3.30 \times 1.44 \times 20.97} = 0.076 < \mu_r = 0.39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}}{0.8} = 0.098$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.44(1 - 0.4 \times 0.098) = 1.39$$

$$A_s = \frac{Mu}{z.\sigma_s} = 120.69cm^2$$

Soit :

**11HA40 (138.2 cm<sup>2</sup>)**

- Section d'armature inférieure : avec la même procédure précédente :

$$A_i=40.9cm^2$$

Soit :

**15HA20 (47.12cm<sup>2</sup>)**

• Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable, avec les mêmes étapes que chapitre (6)

Vérification des contraintes sur appui :

$$\sigma_{bc} = 12.36 < \overline{\sigma}_{bc} = 22.2MPa \text{ Vérifié}$$

Vérification des contraintes à mi travée:

$$\sigma_{st} = 180.94MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 234.07MPa$$

**b) Armature transversale :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4MPa)$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 9.21 / (3.30 \times 1.44) = 1.93 < 3.7 \text{ MPa.}$$

—————> **Condition vérifiée.**

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à 20 cm :

$$\frac{A_{st}}{s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28,K}}{0.9.f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \quad ; K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage}$$

$$A_{st} = 14.01cm^2$$

**XIV-1-3-4-Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion. Les règles de « **B.A.E.L** » adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

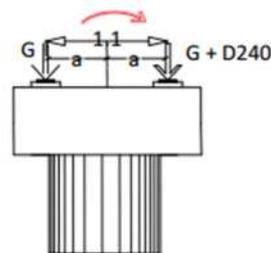
$$b_0 = D/6 = 0,26m$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

**1) Calcul du moment de torsion :**

$$M_{tu} = 1.35 [(RG + RD) \cdot a - RG \cdot a]$$

$$M_{tu} = 88t.m = 0.88 \text{ MN.m}$$



**2) Justification du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) < \bar{\tau} u^2$$

$\tau u(Vu) = 1.93\text{MPa}$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau u(Mt)$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau u^2(Mt) = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12}\right) \left(a - \frac{2D}{12}\right) = \left(3.30 - \frac{2 \times 1.60}{12}\right) \left(1.6 - \frac{2 \times 1.6}{12}\right) = 4.044\text{m}^2$$

$$\tau u(Mt) = \frac{0.88}{2 \times 4.044 \times 0.26} = 0.42\text{MPa}$$

$$\tau u^2(Vu) + \tau u^2(Mt) = 1.93^2 + 0.42^2 = 3.90\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} u^2 = 13.69\text{MPa}$$

$3.90\text{MPa} < 13.69\text{MPa}$  **Condition vérifiée**

**3) Calcul des armatures de torsion :**

Armatures longitudinal :

$$At \geq \frac{Mt \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$U$ : Perimetre de l'aire  $\Omega$ .

$$U = 2 \times \left(h - \frac{2D}{12}\right) + \left(b - \frac{2D}{12}\right) = 2 \times \left(1.6 - \frac{2 \times 1.6}{12}\right) + \left(3.30 - \frac{2 \times 1.6}{12}\right) = 3.30\text{m}$$

$$At \geq \frac{0.88 \times 3.30}{2 \times 4.04 \times \frac{500}{1.15}} = 38.26\text{cm}^2$$

Soit **8HA25 (39.27cm<sup>2</sup>)**

Armatures transversal:

$$At2 \geq \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.63\text{cm}^2$$

On prend  $S=15\text{cm}$

$$At = At1 + At2 = 14.01 + 0.63 = 14.64\text{cm}^2$$

On prend :

1 cadres **HA12**, 1 épingle **HA12** et 2 étriers **HA12** (15.83cm<sup>2</sup>)

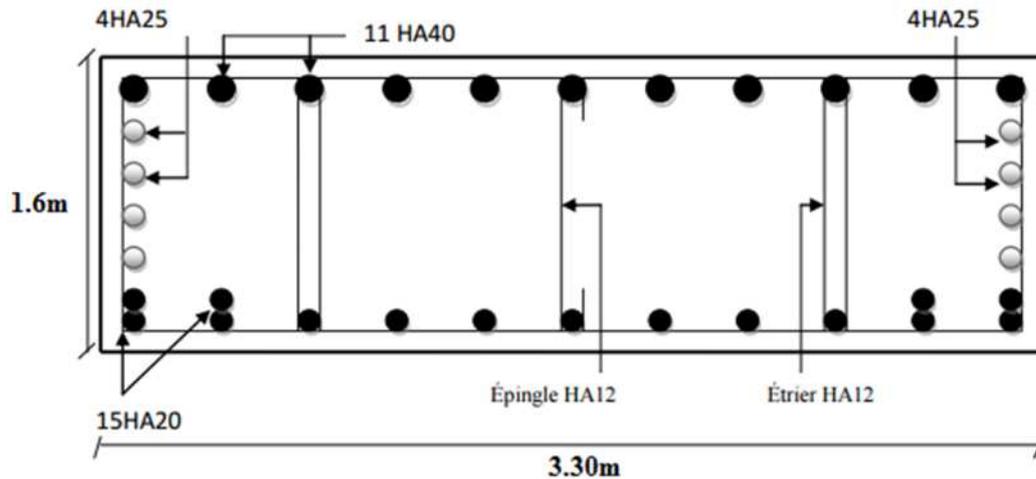


Fig -XIV-1- Ferrailage du chevêtre.

#### XIV-1-4-Etude du fût :

Les fûts sont sollicités en flexion composée.

##### XIV-1-4-1-Evaluation des efforts :

a) Efforts verticaux :

- Charges permanentes :

Poids propre du tablier :

$$Nt = \frac{1632.13}{3} = 544.04t$$

Poids propre du chevêtre :

$$Nch = \frac{254.39}{3} = 84.8t$$

Poids propre du fût :

$$Nf = 2.5 \left( \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 16.10 \right) = 80.93t$$

- Surcharge :

-Bc+qtrott :

$$Nbc = (Tmax^{Bc} + Tmax^{tr})/3 = (94.16+5.52)/3 = 33.23 t$$

-A(l) +qtrott (1voie) :

$$NA = (Tmax^{A(l)} + Tmax^{tr})/3 = (129.17+5.52)/3 = 44.89t$$

A(l) +qtrott (2voie) :

$$NA = (Tmax^{A(l)} + Tmax^{tr})/3 = (258.34+5.52)/3 = 87.95t$$

A(l) +qtrott (3voie) :

$$NA = (T_{max}^{A(1)} + T_{max}^{tr})/3 = (387.52 + 5.52)/3 = 131.01t.$$

D240 (Une travée chargée) :

$$ND = 173.54/3 = 104.57 t$$

- Effet du séisme vertical :

$$Ns = \xi_v \cdot NG = \xi_v(N_t + N_c + N_f)$$

$$Ns = \pm 0,07 (544.04 + 84.8 + 80.93) = \pm 49.68 MN$$

b) Les efforts horizontaux :

- Surcharge :

-Freinage dû au système Bc :

$$HBC = \frac{30 \times 1.5}{3} = 22.5 t$$

-Freinage dû à A(L) :

$$HA = 16.614t \text{ 3 travée chargée.}$$

$$HA = 11.276 t \text{ 2 travée chargée.}$$

$$HA = 5.638t \text{ 1 travée chargée.}$$

- Effet du séisme horizontal : A=0.2

$$H_{stab} = 0,1 \times 544.04 = 54.404t$$

$$H_{fût} = 0,1 \times 84.8 = 8.84t$$

$$H_{chev} = 0,1 \times 80.93 = 8.093 t$$

**XIV-1-4-2 Calcul des sollicitations :**

	Condition normal	Condition sismique
ELU	1,35G+KQ+0.8T°	G+Fséisme+0.5T
ELS	G+KQ+0.6T	-

**Tab XI-4-Combinaison des efforts**

$$K=1.35 \text{ (pour D240)} \quad \left. \vphantom{K=1.35} \right\} \text{ ELU}$$

$$K=1.6 \text{ (pour les autres charges)}$$

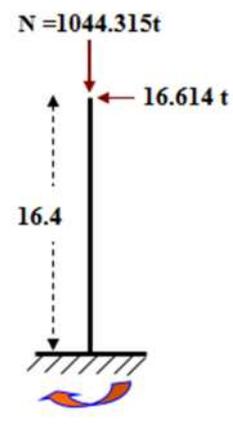
$$K=1 \text{ (pour D240)} \quad \left. \vphantom{K=1} \right\} \text{ ELS}$$

$$K=1.2 \text{ (autre charge)}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1.35 \times 628.84 + 1.5 \times 131.01 = 1044.315t$$

$$M = 16.614 \times 16.40 = 272.47t.m$$



**XIV-1-4-3-Stabilité du fût au flambement :**

On doit vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{lf}{i}$$

$$lf = 0.707l_0 = 11.6$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \lambda = 29 \quad \left. \vphantom{i = \frac{\phi}{4}} \right\}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left( 50; \min \frac{67. e0}{D} \cdot 100 \right) = 50$$

$\lambda < \bar{\lambda}$  (Condition vérifié)

**XIV-1-4-4-Calcul d'une section circulaire en flexion composée :**

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 37 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{10.44315}{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 37} = 0.14$$

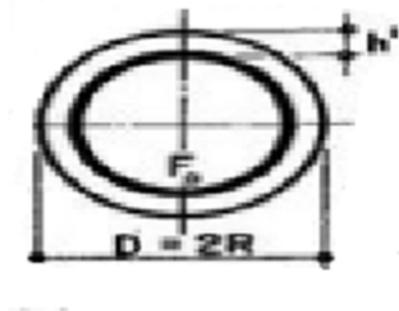
$$m = \frac{2.724}{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 37} = 0.04$$

$$h' = 0.096$$

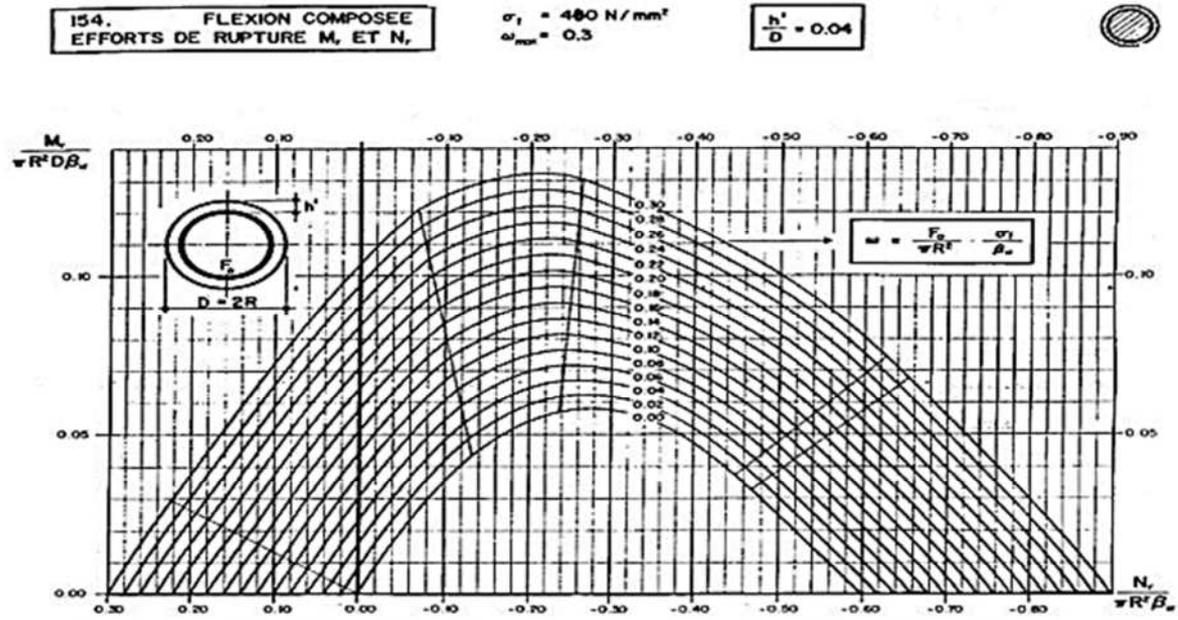
$$d = 2R = 1.6$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $w = 0.16$

$$w = \frac{As}{\pi \cdot R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$



**Fig-XIV-2-**Calcul des paramètres de Walther.



$$A_s = \frac{\pi R^2 \cdot f_c \cdot 28 \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \cdot 0.8^2 \cdot 37 \cdot 0.16}{500} = 206.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h'}{D} = 0.06$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 67.85 \text{ cm}^2 < 206.52 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

• **armateur transversal**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \text{Donc}$$

$$\phi = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ mm}$$

On prend des cercles  $\phi.12$ , avec un espacement de 20 cm

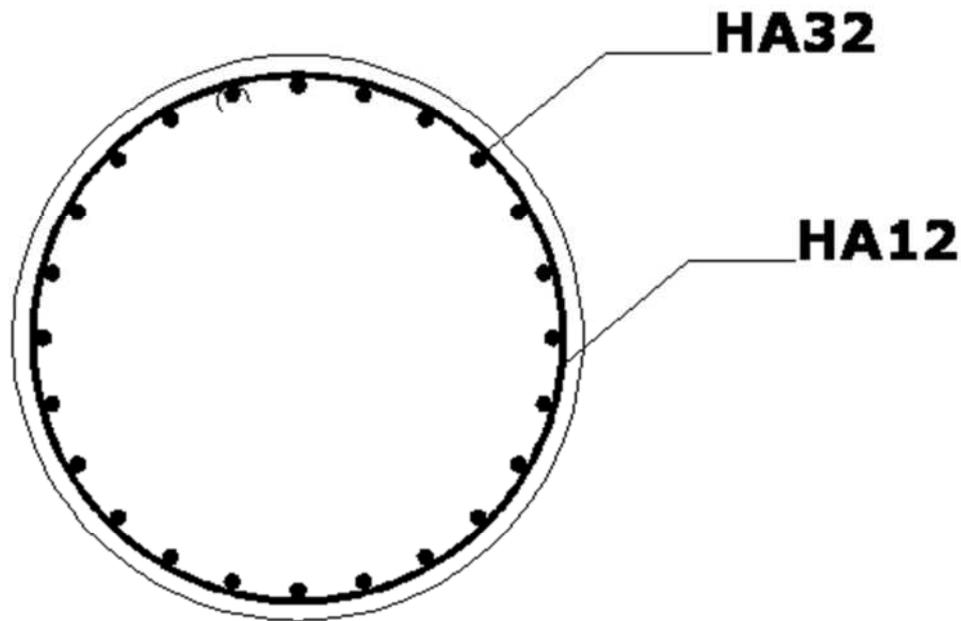


Fig XIV-3 : Ferrailage de fût

#### XIV-1-5- Etude de la semelle :

##### a) Caractéristique géométrique de la semelle :

Longueur :  $L = 14.00 \text{ m}$

Largeur :  $B = 6.60 \text{ m}$

Epaisseur  $e = 2 \text{ m}$

##### XIV-1-5-1- Vérification des dimensions :

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

- L'entraxe des pieux soit  $\geq 3\Phi$

$$3.67 \geq 3 \times 1.2 = 3.6$$

$$h \geq \frac{3\phi}{2.5}$$

$$2 \geq \frac{3 \times 1.2}{2.5} = 1.44$$

Nous devons respecter l'enclassement des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle (vérifier)

##### XIV-1-5-2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

Poids propre du remblai :

$$Pr = \rho r \times hr (Ss - Sf) = [(1.8 \times 2) - (14 \times 6.6) - 3 \cdot (\pi \cdot 2^2)/4] = 98.1t$$

Poids propre de la semelle

$$Ps = 2.5 \times 6.6 \times 14 \times 2 = 462t$$

Avec la même méthode on trouve le différent efforts agissant à la base de la semelle

$$N = 3417.24t$$

$$M = 305.7t.m$$

### **b) Détermination de nombre des pieux :**

On a des pieux de 12 m de profondeur et d'une portance  $Q_N = 280 t$  (donner par rapport géotechnique)

#### • **Nombre de pieux**

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante de pieu}} = 7.8$$

On prend  $n=8$ pieux

#### • **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fût ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}, \text{ avec les hypothèses suivantes :}$$

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

#### • **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{3417.24}{8} + \frac{131.01}{8.2} = 435.34t$$

$$N_2 = \frac{3417.24}{8} - \frac{131.01}{8.2} = 418.96t$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = 484.68 \text{ t}$$

$$N_2 = 369.28 \text{ t}$$

- **Vérification de pieu :**

- Poinçonnement :

$$R_{\max} = 275,08 < 280 \text{ t} \text{ condition vérifiée}$$

- Soulèvement :

$$R_{\min} > 0 \text{ condition vérifiée}$$

#### XIV-2-6- Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

- **Armatures transversales inférieures**

La Condition de la méthode est: 
$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,208 \Rightarrow \alpha = 50.38^\circ > 45^\circ \rightarrow \text{Vérifie.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,2 \text{ m} < 1,45 \text{ m.} \rightarrow \text{Vérifie.}$$

- **Condition normale**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})), \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{484.68}{21555} \times \frac{1,2}{1,95} = 78.63 \text{ cm}^2. A_{\text{inf}} = 78,63 \text{ cm}^2.$$

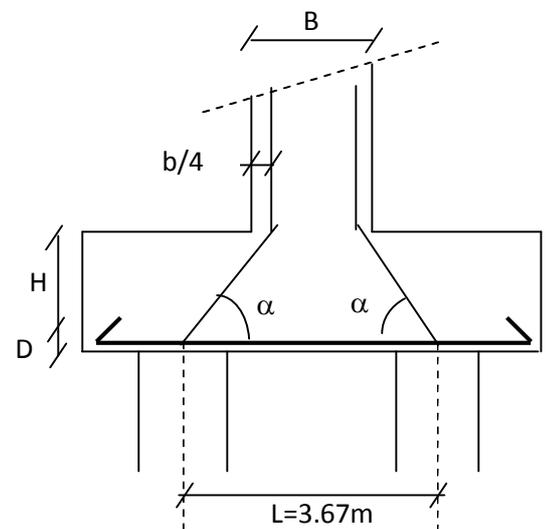
- **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{550.16}{50000} \times \frac{1,2}{1,45} = 0,0113 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 113,82 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable  $A_s = 113,82 \text{ cm}^2$ .



On prend **15 HAØ32**,  $A_{\text{inf}} = 120,64 \text{ cm}^2$ .

$n$  : Nombre de barre = 15 barres.

$d$  : Enrobage = 5 cm.

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de  $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} \approx 0,18\text{m} = 18\text{cm}$ . On prend :  **$S_t = 18 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur ( $L$ ) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$ .

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_l = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 120,64 = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HAØ25}} \quad A_{\text{infl}} = 44,18 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 120,64 = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{9 \text{ HAØ25}}, \quad A_{\text{inf}} = 44,18 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 5}{9 - 1} \approx 32 \text{ cm}.$$

- **Armatures de construction**

Armatures transversales supérieures:

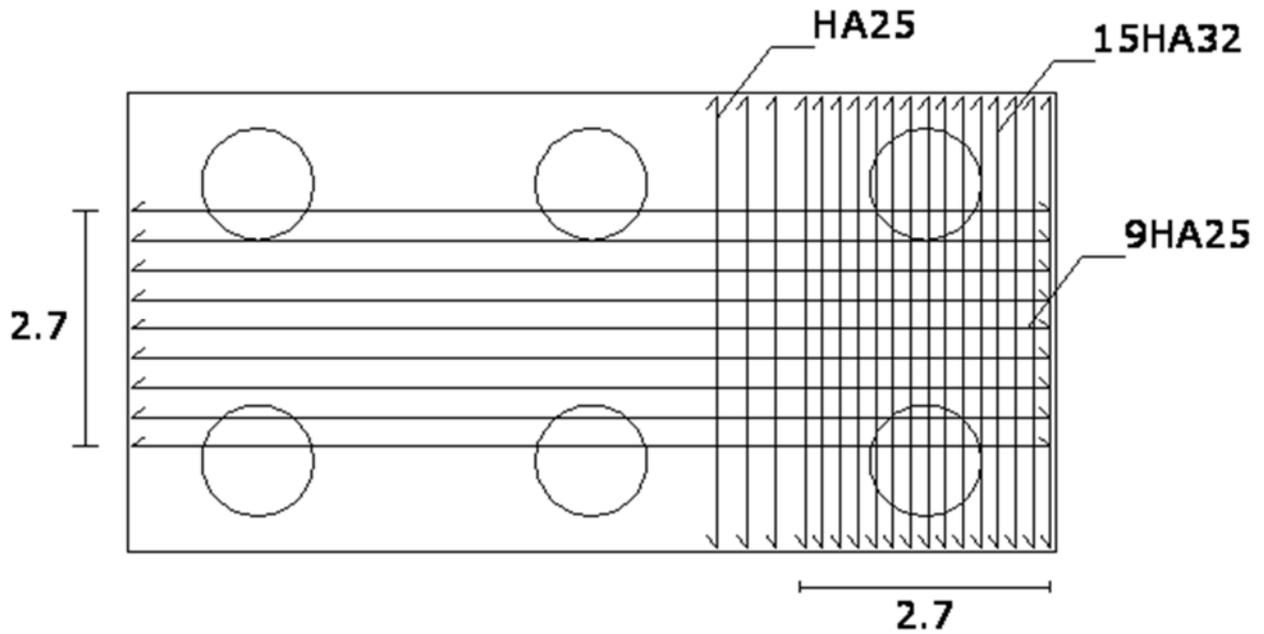
$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{10} = \frac{120,64}{10} = 12,06 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } \mathbf{8 \text{ HAØ14}}. \quad A_{\text{sup}} = 12,32 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{8 - 1} \approx 38\text{cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures

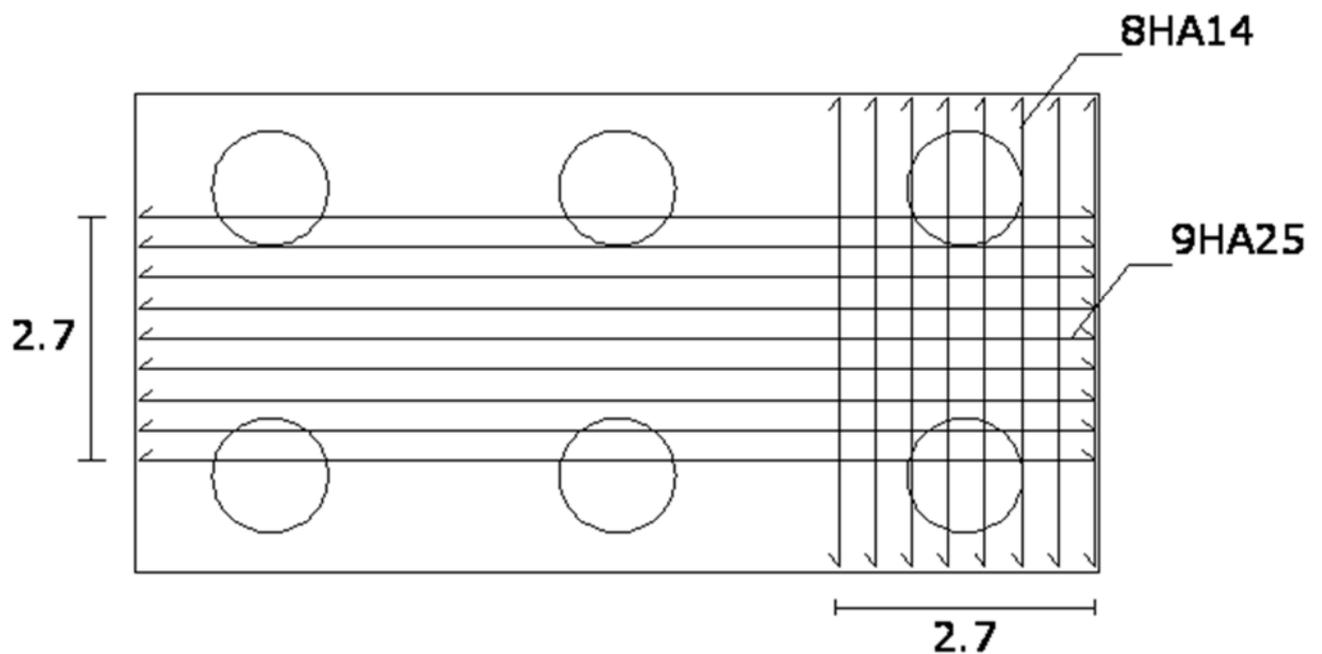
$$A_{\text{ls}} = \frac{A}{3} = \frac{120,64}{3} = 40,21 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } \mathbf{9 \text{ HAØ25}} \quad A_{\text{infl}} = 44,18 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{9 - 1} \approx 32 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

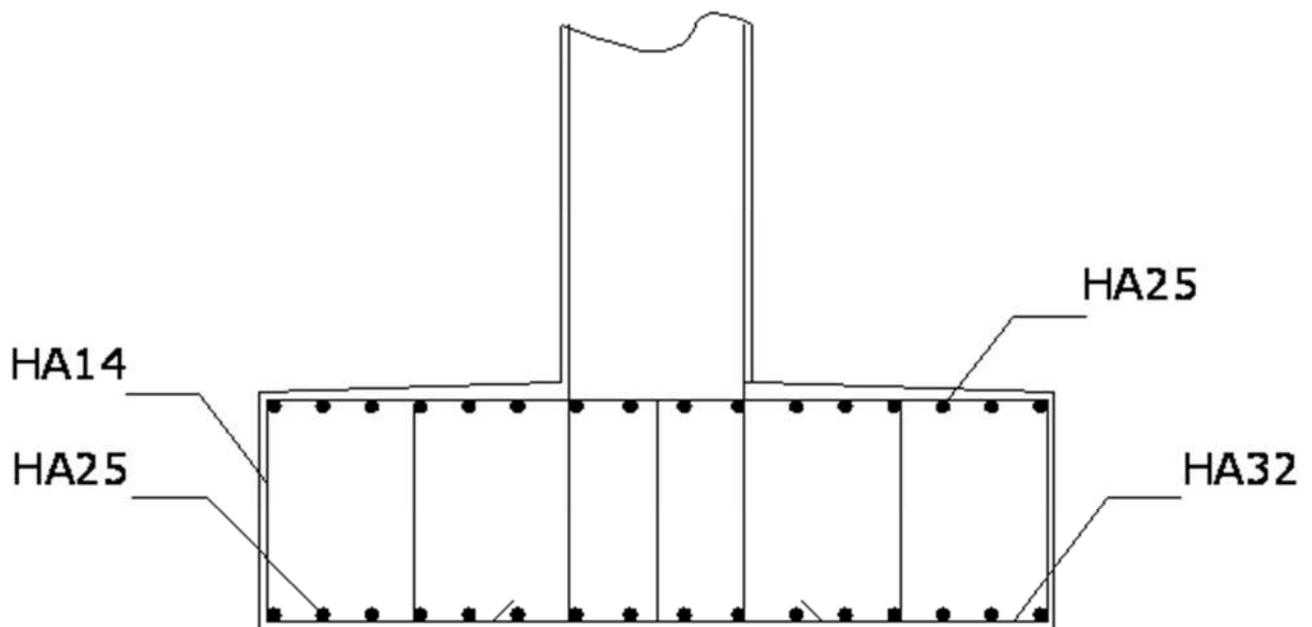
$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{120,64}{10} = 12,06 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA}\varnothing 14}. \quad A_{\text{sup}} = 12,32 \text{ cm}^2. \quad S_t = \frac{\Phi + H - 5}{8 - 1} \approx 38 \text{ cm}.$$



**Fig XIV-4:** Ferrailage de la semelle en plan (nappe supérieure)



**Fig-XIV-5:** Ferrailage de la semelle en plan (nappe inférieure)



**Fig-XIV-6:** Ferrailage de la semelle

#### XIV-1-6-Ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**N.B:** On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

#### • Action sur les pieux :

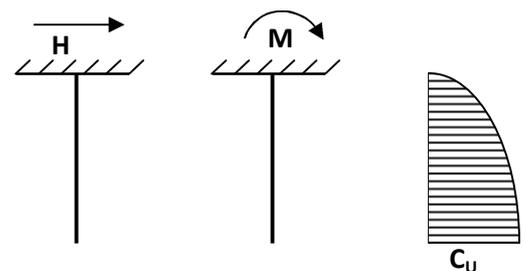
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0.$$

$b$  : Diamètre du pieu.

$C_U$  : Module de réaction du sol.

$y$  : Déplacement en tête du pieu.



**FigXIV-7-:** Système statique des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Calcul de  $\lambda$  :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$ .

$C_U = 3000 \text{ t/m}^3$ .

$E$  : module d'élasticité du béton =  $11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34.17 \times 10^3 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie du pieu =  $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$ .

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0,2257 \text{ m}^{-1}$ . D'où :  $\lambda L = 0,2257 \times 12 = 2,7$  avec  $L = 12 \text{ m}$ .

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

**-Condition normale :**

Freinage = 16,32 t.

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{6} = 2,72 \text{ t/pieu}$ .

**-Condition sismique :**

Séisme = 104,72 t.

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{6} = 17,45 \text{ t/pieu}$ .

- **Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :  $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est

le déplacement avec rotation nulle.  $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha}$ .

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \longrightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}.$$

- **Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  :**

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,61 & \chi_{\theta M} = 1,93 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,5 & \chi_{\theta M} = 1,16 \end{cases} \longrightarrow \lambda L = 2,7 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,533, \chi_{\theta M} = 1,391$$

**Condition normale :**  $\bar{P} = 2,72t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -13,28t.m.$

**Condition sismique :**  $\bar{P} = 17,45t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -85,20t.m.$

Valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{(M,P)}$								
$\bar{M}$	0,98	0,91	0,85	0,71	0,52	0,35	0,20	0,09
$\bar{P}$	0,25	0,45	0,58	0,54	0,50	0,40	0,25	0,13

**Tab-XIV-5-** Les valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

- **Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}.$$

**Condition normale :**  $M(z) = -13,28 \times \chi_{\theta M} + \frac{2,72}{0,2257} \times \chi_{\theta P}$

**Condition sismique :**  $M(z) = -85,20 \times \chi_{\theta M} + \frac{17,45}{0,2257} \times \chi_{\theta P}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Z	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$\chi_{(M,p)}$								
C.N	-10,002	-6,662	-4,298	-2,921	-0,880	0,173	0,357	0,371
C.S	-64,167	-42,740	-27,577	-18,742	-5,646	1,106	2,289	2,383

**Tab XIV-6-** Récapitulatif donnant les moments en fonction de Z

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{\max} = - 85,20 \text{ t.m.}$

- **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walter. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 275,08 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 85,20 \text{ t.m.}$$

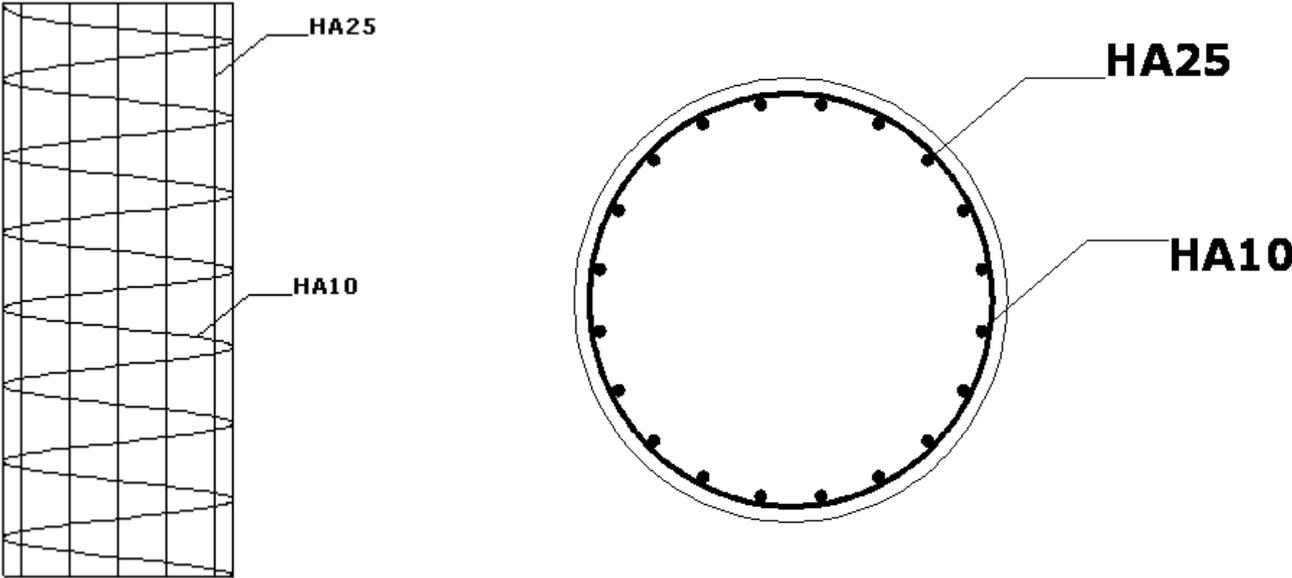
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0,02. \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0,08. \end{array} \right. \Longrightarrow w = 0,13$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,13 \Rightarrow F_a = 95,88 \text{ cm}^2.$$

On prend **20 HAØ25** espacée de 15 cm pour,  $A_s = 98,17 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales**

On prendra des cerces hélicoïdales de **HAØ10** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.



**Fig-XIV-8-Ferrailage de pieux**

- **Dalle de transition** : l=5 m, L=14.30 m, E =0.30m
- **Semelle** : l=7.6 m, L=16m, E =2.00m
- **Mur en retour** : H=9.75 m, L=2.95m, E= 0.65
- **Mur de front** : H=7.1 m, L=15m, E=1.45 m
- **Corbeaux** : Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.  
Il a une forme de trapèze ayant une base de **1.92m**,  
Une petite base de **1.45 m** et une hauteur de **55cm**  
**L=14.3-2×0.65 = 13m**

#### XIV-2-3.Evaluation des efforts sollicitant la culée :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 35^\circ$  : Angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$ : Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$  : Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$  : angle entre la direction du séisme et la verticale.

$\varepsilon_H = 0.1$  : coefficient sismique horizontale.       $\varepsilon_V = 0.03$  : coefficient sismique verticale.

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$$

$$\theta^\circ = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Notation	Action du séisme	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
1 <sup>er</sup> cas	Condition normale	0.00	0.00	1.00	0	0.271
2 <sup>ème</sup> cas	Vertical + Horizontal	0.1	0.03	1.035	5.545	0.336
3 <sup>ème</sup> cas	Horizontal.	0.1	0.00	1.005	5.711	0.327
4 <sup>ème</sup> cas	Vertical + Horizontal.	0.1	-0.03	0.975	5.886	0.320

Tab.XV-1: Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

➤ **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité  $q = 1 \text{ t/m}^2$ , qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

➤ **Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une longueur L :**

$$P = K_{ah} \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ , poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

**M<sub>s</sub>** : désigne le moment stabilisant

**M<sub>r</sub>** : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Désignation	P(t)	$\varepsilon_H$	Efforts horizontaux $\varepsilon_H \cdot p(t)$	$\varepsilon_V$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_V) \cdot P$	Bras de levier $Z_V$ (m)	Bras de levier $Z_h$ (m)	$M_R$ (t.m)	$M_S$ (t.m)
Poids de tablier	816.06	0	0	0	816.06	10.455	1.4	0	1142.5
		0.1	81.606	0.03	840.542			853.19	1176.8
		0.1	81.606	0	816.06			853.19	1142.5
		0.1	81.606	-0.03	791.578			853.19	1108.2
Mur garde grève	31.26	0	0	0	31.26	10.425	2.15	0	67.20
		0.1	3.126	0.03	32.20			32.589	69.23
		0.1	3.126	0	31.26			32.589	67.20
		0.1	3.126	-0.03	30.32			32.589	65.18
Mur de front	386.06	0	0	0	386.06	6.55	1.4	0	540.5
		0.1	38.606	0.03	397.64			252.87	556.69

		0.1	38.606	0	386.06			252.87	556.69
		0.1	38.606	-0.03	374.48			252.87	524.27
Mur en retour	46.74	0	0	0	46.74	6.875	2.2	0	102.8
		0.1	4.674	0.03	48.14			32.134	105.90
		0.1	4.674	0	46.74			32.134	102.8
		0.1	4.674	-0.03	45.34			32.134	99.74
semelle	608	0	0	0	608	1	2.5	0	1520
		0.1	60.8	0.03	626.24			60.8	1565.6
		0.1	60.8	0	608			60.8	1520
		0.01	60.8	-0.03	589.76			60.8	1474.4
dalle de transition	53.63	0	0	0	53.63	11.25	4.5	0	241.33
		0.01	5.363	0.03	55.24			60.33	248.58
		0.01	5.363	0	53.63			60.33	241.33
		0.01	5.363	-0.03	52.02			60.33	234.09
corbeau	30.12	0	0	0	30.12	11.05	2	0	60.24
		0.1	3.012	0.03	31.02			33.28	62.04
		0.1	3.012	0	30.12			33.28	60.24
		0.1	3.012	-0.03	29.22			33.28	58.44
Poids des Terres sur Dalle de transition	12.21	0	0	0	12.21	11.575	5.95	0	72.64
		0.1	1.221	0.03	12.58			14.133	74.85
		0.1	1.221	0	12.21			14.133	72.64
		0.1	1.221	-0.03	11.84			14.133	70.44
Poids des Terres sur la Semelle	302.11	0	0	0	302.11	5.55	3.5	0	1057.4
		0.1	30.211	0.03	311.17			167.67	1089.09
		0.1	30.211	0	302.11			167.67	1057.4
		0.1	30.211	-0.03	293.05			167.67	1025.7
Poids des Surcharges	82.94	0	0	0	82.94	11.25	4.5	0	373.23
		0.1	8.294	0.03	85.43			93.31	384.43
		0.1	8.294	0	82.94			93.31	373.23
		0.1	8.294	-0.03	80.45			93.31	362.02
Poussée	Mur GG	481.53	481.53	/	/	4.25	2046.5	/	

Des terre	+ Mur frontal	597.03	597.03				2537.38	/
		581.03	581.03				2469.38	/
		568.6	568.6				2416.55	/
	semelle	14.93	14.93			0.4	5.972	/
		18.51	18.51	/	/		7.404	/
		18.01	18.01				7.204	/
		17.63	17.63				7.052	/
Poussée de surcharge	Mur GG +Mur frontal	54.64	54.64	/	/	5.78	315.82	/
		67.75	67.75				391.6	/
		65.93	65.93				381.08	/
		64.52	64.52				372.93	/
	semelle	9.951	9.951	/	/	0.6	5.971	/
		12.34	12.34				7.404	/
		12.01	12.01				7.206	/
11.75		11.75			7.05		/	
Totale	Cas 1	561.051	2286.52				2374.3	5186.8
	Cas 2	695.63	2366.092				2913.5	5333.2
	Cas 3	676.98	2286.52	/	/		4465.2	5194.03
	Cas 4	662.5	1396.03				4403.9	5022.5

**Tab-XV-2:** Valeurs des moments dus à la poussée des terres

**Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement:

# Conclusion

À l'issue de ce qui se passe, on peut déduire certains points essentiels dans un projet d'ouvrage d'art :

- l'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées
- un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures, des normes et des conception et de calcul et de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution.
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, réduire la durée Réalisation et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Pour cela, la culture technique de demain des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont. En cet effet, cette reconnaissance permet:

**-Au stade d'étude :** de bien définir le projet (recherche sur les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

**-Au stade de l'exécution ;** de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels Aux adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.)

# 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 limite: 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)

## **Cours :**

- Cours béton précontraint, Master I et Master II.
- Cours de pont, Master I.

## **Thèse :**

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP

## **sites internet ;**

- [www. Setra. Fr](http://www.Setra.Fr) ;
- [www. Freyssinet. Com.](http://www.Freyssinet.Com)

## **Logiciels :**

- Microsoft Word 2007, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel 2007, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD 2010, pour les dessins.
- Socotec : Logiciel de calcul et ferrailage.
- FastStone Capture, pour le traitement des photos.