

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



## *MEMOIRE DE FIN D'ETUDE*

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

### *THEME*

*Etude d'un pont en béton précontraint construit par  
encorbellements successifs*



*Proposé par : La Direction des Travaux Publics de Tizi-Ouzou*

*Réalisé par :*

*Melle : Sadoun Nadia*

*Encadré par :*

*Mr : Kachi*

*Promotion 2015/2016*

## *Remerciements :*

*Il est particulièrement agréable d'exprimer ici notre reconnaissance envers tous ceux qui ont rendu possible ce travail.*

*Remercions Dieu, notre seigneur le grand et le clément qui nous a inspiré les justes réflexes, le courage, la patience, la santé et la force qui nous ont été utiles tout au long de notre parcours.*

*Je tiens à remercier grandement Mr Kachi pour ses grandes disponibilités ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire.*

*Je tiens à remercier Khabber Tarik de l'Agence National des Autoroute qui m'a pris en charge pour le stage pratique*

*Je tiens à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre respect aux enseignants et étudiants de notre promotion.*

*Nadia*



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*À mes très chers parents qui m'ont soutenu tout  
au long de mon cursus*

*À mes frères Ali et Kamel, ma sœur Malika et  
ma belle-sœur Kahina*

*À mes nièces Liza, Ferdaous, Lidia, Silène et  
mon neveu Islam*

*À tous mes collègues d'UMMTO*

*À tous mes amis sans exception*

*Nadia*

# Sommaire

---

## Porte historique :

Fonctions des ponts :.....	1
Les obstacles peuvent être :.....	1
Evolution des ponts au cours des temps :.....	2

## Introduction générale :

### Chapitre I : Présentation du projet

#### Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	9
I.2. Données géométriques :.....	9
I.3. Données géologiques (géotechniques) :.....	11
I.4. Données climatiques :.....	12
I.5. Les différentes parties d'un pont.....	13
I.6. La construction par encorbellement successif :.....	13
I.6.1. Principe de calcul de la précontrainte :.....	14
I.6.1.1. Précontrainte de fléau.....	14
I.6.1.2. Précontrainte de clavage :.....	15
I.6.1.3. Précontrainte de continuité :.....	15

### Chapitre II : choix et présentation des variantes :

#### Introduction :

II.1. Objectif d'études des variantes :.....	17
II.2. Choix du type d'ouvrage :.....	17
II.3. Comment procéder au choix :.....	17
II.4. Proposition des variantes :.....	18
II.4.1. Variante N01 : pont mixte à poutre :.....	18
II.4.2. Variante N02 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension:.....	19
II.4.3. Variante N03 : pont en encorbellement successif :.....	20
II.5. Analyse multicritère :.....	21
II.6. Conclusion :.....	21

### Chapitre III : caractéristique des matériaux :

#### Introduction :

III.1. Béton :.....	23
a. Dosage :.....	23
b. Densité :.....	23
III.2. Caractéristiques mécaniques du béton :.....	23
III.2.1. Résistance du béton à la compression :.....	23
III.2.2. La résistance caractéristique à la traction :.....	24
III.2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime :.....	24
III.2.4. Contrainte admissible à l'état limite de service :.....	25
III.2.4.1. Contrainte admissible à la compression :.....	25
III.2.4.2. Contrainte admissible à la traction :.....	25
III.2.4.3. Contrainte admissible au cisaillement :.....	25
III.2.5. Déformations longitudinales :.....	27

# Sommaire

---

III.2.5.1. Module de déformation longitudinale instantanée du béton :.....	27
III.2.5.2. Module de déformation longitudinale différée du béton :.....	27
III.2.6. Déformation transversale du béton : .....	27
III.2.7. Coefficient de poisson :.....	27
III.2.8. Déformations différées :.....	28
III.a.le retrait :.....	28
III.b.le fluage :.....	28
III.c.Effet de la température :.....	29
III.3. Acier :.....	29
III.3.1. Aciers passifs :.....	29
III.3.1.1.La limite élastique :.....	29
III.3.1.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier : .....	30
III.3.1.3.Contrainte limite de traction :.....	30
État limite ultime (ELU) : .....	30
État limite de service (ELS) :.....	31
III.3.2. Aciers de précontrainte « actif » :.....	31
III.3.2.1.Caractéristiques mécaniques :.....	31
III.a. Résistance à la rupture :.....	31
III.b. Limite élastique :.....	31
III.c. La relaxation :.....	31
III.d. Corrosion sous tension :.....	32
III.e. Résistance à la fatigue :.....	32
III.f. Autres caractéristiques (mécaniques et géométriques) :.....	32

## Chapitre IV : Pré-dimensionnement :

Introduction :

IV.1. Distribution des travées :.....	34
IV.2. Hauteur de la poutre :.....	34
IV.3. Découpage en voussoirs :.....	35
IV.4. Hauteur du voussoir sur pile:.....	35
IV.5. Hauteur du voussoir à la clé :.....	35
IV.6. Ligne d'intrados :.....	36
IV.7. Pré-dimensionnement de la section transversale :.....	36
IV.7.1. Choix d'une section transversale :.....	36
IV.7.2. Choix d'un type de caisson :.....	36
IV.7.2.1.Section transversal :.....	36
IV.7.2.2.Entraxe des âmes :.....	37
IV.7.2.3.Epaisseur des âmes :.....	37
IV.7.2.4.Inclinaison des âmes :.....	37
IV.7.2.5.Epaisseur du hourdis supérieur :.....	38
IV.7.2.6.Epaisseur du hourdis inférieur :.....	38
IV.7.2.7.Dimensionnement des goussets :.....	39
IV.a. Gousset supérieur :.....	39
IV.b. Gousset inférieur :.....	40

## Chapitre V : Caractéristiques géométriques :

V.1. Calcule des caractéristiques géométriques des sections :.....	42
V.1.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :.....	43

## Sommaire

---

V.1.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée :.....	44
V.2. Variation des différents paramètres :.....	46
V.2.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$ :.....	46
V.2.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure ( $x$ ) :.....	47
V.2.3. Variation de la section $S(x)$ :.....	49
V.2.4. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir : .....	50
V.2.5. Variation de l'inertie $I(x)$ :.....	51
V.3. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile :.....	53

### Chapitre VI : Charges et surcharges :

Introduction :.....	57
VI.1. Caractéristique du pont :.....	57
VI.1.1. Largeur totale LT :.....	57
VI.1.2. La largeur roulable LR :.....	57
VI.1.3. Largeur chargeable :.....	57
VI.1.4. Classe de pont :.....	57
VI.1.5. Nombres de voies de circulation :.....	57
VI.1.6. Largeur de la voie :.....	57
VI.2. Classification des charges :.....	57
VI.3. Calcul des charges permanentes :.....	58
VI.3.1. Charges permanentes (CP) :.....	58
VI.3.2. Charges complémentaires permanents (CCP) :.....	59
VI.3.3. Le revêtement :.....	59
VI.3.4. Poids des trottoirs et corniches :.....	60
VI.3.4.1. Poids des garde-corps :.....	60
VI.3.4.2. Poids des glissières de sécurité :.....	60
VI.4. Les surcharges routières :.....	61
VI.4.1. Système de charge A(L) :.....	61
VI.a. Placement de la charge A(l) sur le tablier :.....	62
VI.4.2. Système de charge B :.....	63
VI.4.2.1. Sous système de charge Bc :.....	63
VI.a. Disposition dans le sens transversal :.....	64
VI.b. Disposition dans le sens longitudinal :.....	64
VI.c. Coefficient de majoration dynamique $\delta$ :.....	65
VI.4.2.2. Sous système de charge Bt :.....	65
VI.4.2.3. Sous système de charge Br :.....	67
VI.5. Surcharge militaires:.....	68
VI.5.1. Système de charge militaire Mc80 :.....	68
VI.5.2. Système de charge militaire Mc120 :.....	69
VI.5.3. Charges exceptionnelles convoi D240 :.....	70
VI.6. Efforts de freinage [Réf.11] :.....	71
VI.a. Effort dû au système A(l) :.....	71
VI.b. Effort de freinage correspondant à <b>Bc</b> :.....	71
VI.7. Force centrifuge :.....	72
VI.8. Surcharges sur les trottoirs :.....	72
VI.8.1. Charges locales :.....	72
VI.8.2. Charges générales :.....	72
VI.9. Le Vent :.....	73
VI.10. Effet du gradient thermique :.....	73

## Sommaire

---

VI.10. Le séisme :.....	73
Les combinaisons de charges :.....	74
Les coefficients de majoration :.....	74
Les combinaisons d'actions :.....	74

### **Chapitre VII : Etude longitudinal :**

Introduction :

VII.1. Etude longitudinale en construction :.....	76
VII.1.1.étude du fléau :.....	76
VII.1.1.1. Actions à prendre en compte :.....	76
a. Charges permanentes :.....	76
b. Charges variables d'exécution :.....	77
c. Effet du vent :.....	77
d. Action accidentelle :.....	77
VII.1.1.2. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :.....	77
VII.1.1.3. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :.....	78
VII.1.1.4. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :.....	78
VII.1.2. LES DIFFERENTS CAS DE CHARGES :.....	78
VII.1.3. Combinaisons d'actions :.....	79
VII.1.3.1. Combinaisons en situation temporaire de constructif :.....	79
VII.1.3.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B):.....	81
VII.1.2. Clavage des travées :.....	82
VII.2. Etude longitudinale en service :.....	83

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

Introduction :

VIII.1. Principe de la précontrainte :.....	90
VIII.2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage :.....	91
VIII.3. Etude de la précontrainte de fléau :.....	91
VIII.3.1. Calcul de la précontrainte de fléau :.....	91
VIII.3.2. Détermination du nombre de câbles :.....	93
VIII.3.3. Etude du tracé des câbles :.....	94
VIII.3.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation :.....	94
VIII.3.3.2. Etude du tracé des câbles en plan :.....	98
VIII.4. Pertes de précontrainte :.....	100
VIII.4.1. Définition :.....	100
VIII.4.2. Différents types de pertes :.....	100
VIII.4.3. Tension à l'origine :.....	100
VIII.4.4. Les pertes instantanées :.....	101
VIII.4.4.1. Pertes par frottement :.....	101
VIII.4.2.2. Pertes de tensions dues au recule des ancrages :.....	103
VIII.4.2.3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :.....	105
VIII.4.3. Les pertes différées :.....	106
VIII.4.3.1. Perte de tension due au retrait du béton :.....	106
VIII.4.3.2. Pertes dues au fluage du béton :.....	107
VIII.4.3.3. Perte dues à la relaxation de l'acier de précontrainte :.....	108
VIII.4.4. Calcul des pertes totales :.....	110
VIII.5. Vérification des contraintes :.....	111

## Sommaire

---

VIII.6.	Etude de la précontrainte de continuité :.....	112
VIII.6.1.	Détermination du nombre de câbles de la précontrainte :.....	112
VIII.6.1.1.	Câblage de la travée de rive : .....	113
VIII.6.1.2.	Câblage de la travée intermédiaire :.....	113
VIII.6.2.	Les pertes de tension :.....	114
VIII.6.2.1.	Travée de rive :.....	114
VIII.6.2.2.	Travée intermédiaire :.....	115
VIII.7.	Vérification des contraintes en phase de service : .....	117
VIII.7.1.	Travée de rive:.....	118
VIII.7.2.	Travée intermédiaire :.....	119

### Chapitre IX : Etude transversale :

Introduction :	.....	121
IX.1.	Modélisation :.....	121
IX.2.	Définition des charges :.....	121
IX.2.1.	Poids propre « G »:.....	121
IX.2.2.	Revêtement et chape « Prev »:.....	121
IX.2.3.	Poids propre des trottoirs et corniche :.....	122
IX.2.4.	Garde-corps:.....	122
IX.2.5.	Glissières de sécurité de pont :.....	122
IX.2.6.	Charges routières :.....	122
IX.2.7.	Système de charge A(I) :.....	122
IX.2.8.	Système de charge « Bc » :.....	122
IX.2.9.	Système de charge « Bt » :.....	122
IX.2.10.	Charges militaires « Mc120 » :.....	123
IX.2.11.	Convoi exceptionnel D240 :.....	123
IX.2.12.	Charges sur trottoirs « St » :.....	123
IX.3.	Les combinaisons d'actions :.....	123
IX.4.	Détermination des efforts :.....	124
IX.4.1.	Section proche pile :.....	124
IX.4.2.	Section à la clé :.....	126
IX.5.	Vérification de l'effort tranchant :.....	128
IX.6.	Vérification au poinçonnement :.....	129
IX.7.	Vérification des âmes au flambement :.....	130
IX.8.	Ferraillage :.....	131
IX.8.1.	Ferraillage en flexion simple pour les dalles :.....	131
IX.8.2.	Ferraillage en flexion composé pour les âmes :.....	132
IX.8.3.	Condition de non fragilité:.....	132
IX.9.	Ferraillage de voussoir près de la pile:.....	133
IX.10.	Ferraillage de voussoir près de la culée :.....	135
IX.11.	Ferraillage du bossage :.....	138
Conclusion :	.....	141

### Chapitre X : Résistance à l'effort tranchant :

Introduction :		
X.1.	Détermination des efforts tranchant :.....	143
X.2.	Effort tranchant dû aux charges extérieures :.....	143
X.3.	Effort tranchant dû à la précontrainte :.....	143

## Sommaire

---

X.4.	Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :.....	144
X.5.	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement : ...	145
X.6.	conclusion :.....	147

### Chapitre XI : Equipement de pont :

Introduction :.....	149	
XI.1.	Les appareils d'appuis en élastomère fretté :.....	151
XI.2.	Dimensionnement de l'appareil d'appui :.....	151
XI.2.1	Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :.....	151
XI.2.2	L'aire d'appareil d'appuis :.....	152
XI.2.3.	Hauteur nette de l'élastomère T :.....	152
XI.2.4.	Compression : sous réaction verticale :.....	152
XI.2.5.	Distorsion : Déformation angulaire :.....	152
XI.2.6.	Rotation : compression partielle :.....	153
XI.3.	Dimensionnement des frettes :.....	155
XI.4.	Les dés d'appui :.....	156
XI.4.1.	Dimensions de dés d'appuis :.....	156
XI.4.2.	Ferraillage des dés d'appuis :.....	157
XI.5.	Joint de chaussée :.....	158
XI.5.1.	Types de joints de chaussée :.....	159
XI.5.2.	Calcul du souffle des joints :.....	159
XI.5.2.1.	Dilatation thermique :.....	160
XI.5.2.2.	Retrait :.....	160
XI.5.2.3.	Fluage :.....	161
XI.5.2.4.	Souffle sismique :.....	161
XI.5.3.	Type de joint choisi :.....	163
XI.6.	Le revêtement du tablier :.....	165
XI.6.1.	Couche d'étanchéité :.....	165
XI.6.2.	Couche de roulement :.....	165
XI.7.	Dispositifs retenue :.....	166
XI.7.1.	Les glissières de sécurité :.....	166
XI.7.2.	Le garde-corps :.....	166
XI.7.3.	Corniches :.....	166
XI.8.	Évacuation des eaux :.....	167

### Chapitre XII : Etude de la pile :

Introduction :.....	169	
XII.1.	Etude de la pile :.....	169
XII.1.1.	Choix du type de pile :.....	169
XII.1.3.	Pré-dimensionnement de la pile :.....	169
XII.1.4.	Étude et ferraillage de la pile :.....	170
XII.1.4.1.	Évaluation des efforts agissant sur la pile :.....	170
XII.1.4.2.	Combinaisons de charge :.....	170
XII.1.4.3.	Armatures longitudinales :.....	172
XII.1.4.4.	Armatures transversales :.....	173
XII.2.	Les Fondations :.....	176
XII.2.1.	Choix du type de fondation :.....	176
XII.2.2.	La semelle :.....	176

## Sommaire

---

XII.2.3.	Dimension de la semelle : .....	176
XII.2.4.	Ferraillage de la semelle : .....	177
XII.3.	Les Pieux : .....	180
XII.3.1.	Vérification des distances entre axes : .....	180
XII.3.2.	Groupes de pieux : .....	180
XII.3.3.	Effort revenant à chaque pieu : .....	180
XII.3.4.	La capacité portante des pieux : .....	181
XII.3.5.	Calcul des efforts le long des pieux : .....	181
XII.3.6.	Effort tranchant en tête du pieu « $P^-$ » : .....	182
XII.3.7.	Calcul des pieux par la formule de WARNER : .....	182
XII.3.8.	Ferraillage des pieux : .....	183

### Chapitre XIII : Etude de la culée :

Introduction :	.....	187
XIII.1.	Choix de la morphologie : .....	188
XIII.2.	Implantation de la culée : .....	188
XIII.3.	Pré-dimensionnement de la culée : .....	188
XIII.3.1.	Mur de garde grève : .....	189
XIII.3.2.	Le mur de front : .....	189
XIII.3.3.	Les murs en retour : .....	189
XIII.3.4.	Dalle de transition : .....	189
XIII.3.5.	La semelle : .....	190
XIII.3.6.	Sommier d'appui : .....	190
XIII.3.7.	Les corbeaux : .....	190
XIII.4.	Évaluation des efforts sollicitant la culée : .....	191
XIII.4.1.	Caractéristiques des matériaux de la culée : .....	191
XIII.4.2.	Calcul du coefficient de poussée : .....	192
XIII.4.3.	Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) : .....	196
Conclusion :	.....	196

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tab.II.1</b> : Evaluation des critères de choix d'un pont.....	6
<b>Tab.V.1</b> : représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.....	42
<b>Tab.V.2</b> : résumés des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	43
<b>Tab.V.3</b> : résumés des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.....	45
<b>Tab.V.4</b> : la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée de rive.....	52
<b>Tab.V.5</b> : la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.....	53
<b>Tab.V.6</b> : résumés des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plane.....	54
<b>Tab VI.1</b> : Coefficient $a_1$ fonction du nombre de voies et la classe du pont [Réf.11].....	61
<b>Tab. VI.2</b> : Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	63
<b>Tab.VI.3</b> : Valeurs de $bc$ en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée [Réf.11].....	64
<b>Tab.VI.4</b> : Calcul des valeurs de $S$ et $\delta$ pour les différents cas de charge $B_c$ .....	65
<b>Tab.VI.6</b> : Calcul des valeurs de $S$ et $\delta$ pour les différents cas de charge $B_t$ .....	67
<b>Tab.VI.7</b> : Calcul des valeurs de $S$ et $\delta$ pour les différents cas de charge $B_r$ .....	68
<b>Tab.VI.8</b> : calcul des valeurs de $S$ et de $\delta$ pour les différents cas de charge $Mc_{80}$ .....	69
<b>Tab.VI.9</b> : Calcul des valeurs de $S$ et $\delta$ pour les différents cas de la surcharge $Mc_{120}$ ....	70
<b>Tab.VI.10</b> : Les différents coefficients de majoration [Réf.2].....	74
<b>Tab.VI. 13</b> : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS [Réf.2].....	74
<b>Tab.VII.1</b> : Les résultats de chaque effort.....	79
<b>Tab.VII.2</b> : Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire.....	80
<b>Tab.VII.3</b> : Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle.....	81
<b>Tab.VII.4</b> : résultats des efforts ( $M$ et $V$ ) dans le fléau.....	82
<b>Tab.VIII.1</b> : Répartition des câbles dans chaque voussoir.....	94
<b>Tab.VIII.2</b> : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque fin de voussoir.....	94
<b>Tab.VIII.3</b> : Tracé en élévation des câbles de fléau.....	97
<b>Tab.VIII.4</b> : traces des câbles en plan.....	100

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tab. VIII.5:</b> Résultats des pertes par frottement de chaque câble.....	102
<b>Tab.VIII.6 :</b> Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.....	104
<b>Tab.VIII.7 :</b> Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	105
<b>Tab.VIII.8 :</b> Résultats Pertes dues au fluage du béton.....	108
<b>Tab.VIII.9 :</b> Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.....	109
<b>Tab.VIII.10:</b> Vérification des contraintes en construction.(Travée de rive).....	112
<b>Tab.VIII.11 :</b> Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir.....	113
<b>Tab.VIII.12 :</b> Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire).....	113
<b>Tab.VIII.13 :</b> Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	114
<b>Tab.VIII.14 :</b> Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	115
<b>Tab.VIII.15 :</b> Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{min}$ : (G + CCP)....	118
<b>Tab.VIII.16 :</b> Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{max}$ : (G + D240)...	118
<b>Tab.VII.17 :</b> Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{min}$ : (G + CCP).....	119
<b>Tab.VIII.18 :</b> Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{max}$ : (G + D240).	119.
<b>Tab.IX.1 :</b> Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	124
<b>Tab.IX.2 :</b> valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....	129
<b>Tab.IX.3 :</b> valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....	129
<b>Tab.IX.4 :</b> Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).....	130
<b>Tab.IX.5 :</b> Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	130
<b>Tab.IX.6 :</b> ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.....	134
<b>Tab.IX.7 :</b> ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.....	135
<b>Tab.IX.8 :</b> ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	135
<b>Tab.IX.9 :</b> ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.....	137
<b>Tab.IX.10 :</b> ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.....	137
<b>Tab.IX.11 :</b> ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.....	137
<b>Tab.X.1.</b> Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	146

## *Liste des tableaux*

---

<b>Tab.X.2</b> : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	146
<b>Tab.IX.1</b> : Différents modèles des joints Wd.....	164
<b>Tab.IX.2</b> : Caractéristiques physiques des joints Wd.....	164
<b>Tab.XII.1</b> : Les sollicitations maximales sur la pile.....	171
<b>Tab.XIII.1</b> : Implantation des culées.....	188
<b>Tab.XIII.2</b> : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	193
<b>Tab.XIII.3</b> : Calcul des moments et des efforts globaux.....	195
<b>Tab.XIII.4</b> : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	196

## *Liste des figures*

---

<b>Fig.1</b> : pont aqueducs.....	1
<b>Fig.2.</b> Le pont de la Chapelle à Lucerne, construit en 1365.....	1
<b>Fig.3.</b> Pont Neuf achevé en 1606 achevé en 1378.....	2
<b>Fig.4.</b> Cahors, pont Valentré Paris.....	2.
<b>Fig.5.</b> Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres...	2
<b>Fig.6.</b> Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec une portée de 165 mètres...	2
<b>Fig.7.</b> Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) net le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en 1959. Il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608 mètres.....	3
<b>Fig.8.</b> Le pont de Brooklyn (États-Unis), long de deux kilomètres et une portée principale de 487 m. Il a été inauguré en 1883, Après 14 ans de travaux.....	3
<b>Fig.9.</b> Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États Unis), commencé en 1917 et achevé en 1937. Il mesure 1970 m de long, la distance entre les deux tours principales étant de 1 280 m et leur hauteur est de 230 m au-dessus du niveau de l'eau.....	3
<b>Fig.10.</b> Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m, début de la construction en 1928 et inauguré en 1930.....	4
<b>Fig.11.</b> Prendre le pont à béquilles pour enjambrer le canal. Prendre un virage sans fin et se laisse glisser. Au choix. Pont sur le grand canal du Havre, Normandie.....	4
<b>Fig.12.</b> Pont de l'Île de Ré, inauguré en 1988. La longueur totale de l'ouvrage est de 2927 m, avec des portées de 110 m.....	4
<b>Fig.13.</b> Viaduc de Nantua, ouvrage sur l'A40, inauguré en 1988.....	5
<b>Fig.14.</b> Pont de Normandie, pont à haubans d'une longueur totale de 2141 m, avec une portée centrale de 856 m (1989-1995).....	5
<b>Fig.15.</b> Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m, avec des portées de 204 m et 342 m.....	5
<b>Fig.16.</b> Pont de Rion-Antirion, mis en service en 2004, d'une longueur totale de 2880 m, avec des portées de 110 m.....	6
<b>Fig.I.1</b> : Tracé en plan de projet.....	9.
<b>Fig.I.2</b> : Profil en long.....	10
<b>Fig.I.3</b> : Profil e travers.....	11
<b>Fig.I.4</b> : Donne géologique.....	12

## *Liste des figures*

---

<b>Fig.I.5</b> : Construction des fléaux-structure isostatique.....	13
<b>Fig.I.6</b> : Clavage des fléaux- structure hyperstatique.....	13
<b>Fig.I.7</b> : Mise en place de la précontrainte de fléau en fibre supérieure.....	14
<b>Fig.I.8</b> : Mise en place des éclisses de précontrainte en partie inférieure.....	15
<b>Fig.I.9</b> : Mise en place de la précontrainte extérieure.....	15
<b>Fig.II.1</b> : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée.....	3
<b>Fig.II.3</b> : Pont à poutre multiple en béton précontraint.....	5
<b>Fig.II.4</b> : Coupe transversal.....	5
<b>Fig. III.1</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU .....	24
<b>Fig.III.2</b> : diagrammes contraintes déformations de l'acier.....	29
<b>Fig.IV.1</b> : Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.....	33
<b>Fig.IV.2</b> : La section transversale.....	36
<b>Fig.IV.3</b> : Gousset supérieur.....	38
<b>Fig.IV.4</b> : gousset inférieur.....	39
<b>Fig.IV.5</b> : Demi-coupe voussoir sur pile.....	40
<b>Fig.IV.6</b> : Demi-coupe voussoir à la clé.....	40
<b>Fig.V.1</b> : Coupe transversale du voussoir sur pile.....	43
<b>Fig.V.2</b> : Coupe transversale du voussoir sur culée.....	44
<b>Fig.V.3</b> : Variation de la hauteur de la travée de rive.....	46
<b>Fig.V.4</b> : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	47
<b>Fig.V.5</b> : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	47
<b>Fig.V.6</b> : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	48
<b>Fig.V.7</b> : Variation de la section de hourdé inférieure de la travée de rive.....	49
<b>Fig.V.8</b> : Variation de la section de hourdé inférieure de la travée intermédiaire.....	49
<b>Fig.V.9</b> : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	51
<b>Fig.V.10</b> : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.....	52

## *Liste des figures*

---

<b>Fig.V.11</b> : Voussoir sur pile plain.....	54
<b>Fig.VI.1</b> : Coupe transversale des de trottoir avec corniche.....	60
<b>Fig.VI.2</b> : les déferents cas du placement de la charge $\Delta$ (l) sur le tablier.....	62
<b>Fig. VI.3</b> : Dimensions du sous-système Bc. [Réf.11].....	64
<b>Fig .VI.4</b> : dimensions du sous - système Bt. [Réf.11].....	66
<b>Fig.VI.5</b> : Dimensions du sous - système Br [Réf.11].....	67
<b>Fig.VI.6</b> : Les dimensions du système Mc80 [Réf.11].....	69
<b>Fig.VI.7</b> : Les dimensions du système Mc120 [Réf.11].....	70
<b>Fig.VI.8</b> : Les dimensions du système D240 [Réf.11].....	71
<b>Fig.VII.1</b> : Efforts dus au poids propre.....	76
<b>Fig.VII.2</b> : Poids propre du demi-fléau.....	78
<b>Fig.VII.3</b> : Surcharge de chantier.....	78
<b>Fig.VII.4</b> : Surcharges concentrées.....	79
<b>Fig.VII.5</b> : Surcharges de vent.....	79
<b>Fig.VII.6</b> : Combinaisons en situation temporaire [Réf.6].....	80
<b>Fig. VII.7</b> : Combinaisons en situation accidentelle [Réf.6].....	81
<b>Fig. VII.8</b> : Vue 3D du modèle de calcul.....	82
<b>Fig.VII.9</b> : Efforts appliqués sur la travée de rive.....	83
<b>Fig. VII.10</b> : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].....	83
<b>Fig.VII.11</b> : Diagramme des moments fléchissant avant enlèvement de l'équipage de clavage.....	84
<b>Fig.VII.12</b> : Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de clavage [t].....	84
<b>Fig.VII.13</b> : Schéma statique après enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].....	84
<b>Fig.VII.14</b> : Diagramme des moments fléchissant après enlèvement de l'équipage de clavage [t.m].....	85
<b>Fig. VII.15</b> : Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage [t].....	85
<b>Fig. VII.16</b> : Vue du modèle de calcul en 3D.....	86.

## *Liste des figures*

---

<b>Fig. VII.17:</b> Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35D240 [t.m].....	86
<b>Fig. VII.18:</b> Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 1,35G + 1,35D240 [t]..	87
<b>Fig. VII.19:</b> Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + D240 [t.m]...	87
<b>Fig. VII.20 :</b> Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + D240 [t].....	87
<b>Fig. VII.21 :</b> Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP [t.m].....	88
<b>Fig. VII.22 :</b> Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + CCP [t].....	88
<b>Fig. VIII.1 :</b> Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	93
<b>Fig. VIII.2 :</b> La disposition des ancrages au niveau des âmes.....	94
<b>Fig. VIII.3 :</b> Tracé d'un câble en élévation.....	95
<b>Fig. VIII.4 :</b> Tracé des câbles en élévation.....	98
<b>Fig. VIII.4 :</b> Tracé en plan d'un câble du fléau.....	98
<b>Fig. VIII.5 :</b> Diagramme de variation de la tension.....	101
<b>Fig. VIII.6 :</b> Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.....	103
<b>Fig. VIII.7 :</b> Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.....	113
<b>Fig. VIII.8 :</b> Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.....	114
<b>Fig. IX.1 :</b> Modèle de calcul en 3D.....	122
<b>Fig. IX.2 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m].....	125
<b>Fig. IX.3 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].....	125
<b>Fig. IX.4 :</b> Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].....	126
<b>Fig. IX.5 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m].....	126
<b>Fig. IX.6 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].....	126
<b>Fig. IX.7 :</b> Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].....	127
<b>Fig. IX.8 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m].....	127
<b>Fig. IX.9 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].....	127
<b>Fig. IX.10 :</b> Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].....	128
<b>Fig. IX.11 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m].....	128

## *Liste des figures*

---

<b>Fig.IX.12</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].....	128
<b>Fig.IX.13</b> : Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].....	128
<b>Fig.IX.14</b> : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....	138
<b>Fig.IX.15</b> : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.....	138
<b>Fig.IX.16</b> : Les différentes actions dues à l'ancrage.....	139
<b>Fig.IX.17</b> : distribution du ferrailage dans un bossage.....	140
<b>Fig.IX.18</b> : Détail de ferrailage d'un bossage.....	141
<b>Fig.IX.19</b> : ferrailage d'un bossage dans un voussoir.....	141
<b>Fig.X.1</b> : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.....	143
<b>Fig.X.2</b> : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.....	144
<b>Fig. XI.1</b> : Fonction d'un appareil d'appui.....	149
<b>Fig. XI.2</b> : Les appareils d'appuis en béton.....	149
<b>Fig. XI.3</b> : Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).....	150
<b>Fig. XI.4</b> : Les appareils d'appuis en acier.....	150
<b>Fig. XI.5</b> : Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	150
<b>Fig.XI.6</b> : Détail de l'appareil d'appui.....	156
<b>Fig.XI.7</b> : Dimension de dés d'appuis.....	156
<b>Fig.XI.8</b> : Ferrailage du dé d'appui .....	158
<b>Fig.XI.9</b> : Les différents éléments d'un joint de chaussée.....	159
<b>Fig.XI.10</b> : Rotation d'extrémité sous chargement.....	160
<b>Fig.XI.11</b> : Joint du type Wd (souffle moyen).....	164
<b>Fig.XI.12</b> : Caractéristique du joint de chaussée Wd110.....	165
<b>Fig.XI.13</b> : photo d'une glissière de sécurité.....	166
<b>Fig.XI.14</b> : photo Corniches préfabriquées sur chantier.....	167
<b>Fig.XI.15</b> : Les équipements du pont.....	167
<b>Fig.XII.1</b> : vue en plans de la pile 1.....	169
<b>Fig.XII.2</b> : abaque de Walther.....	172

## *Liste des figures*

---

<b>Fig.XII.3</b> : vue en plan du ferrailage de la pile.....	174
<b>Fig.XII.4</b> : vue en élévation du ferrailage de la pile.....	175
<b>Fig.XII.5</b> : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).....	177
<b>Fig. XII.6</b> : Semelle isolée.....	177
<b>Fig.XII.7</b> : Ferrailage de la semelle.....	179
<b>Fig. XII.8</b> : Ferrailage des pieux.....	184
<b>Fig. XII.9</b> : Ferrailage des pieux (3D).....	185
<b>Fig.XIII.1</b> : Les éléments constitutifs d'une culée.....	188
<b>Fig.XIII.2</b> : Dalle de transition.....	190
<b>Fig. XIII.4</b> : Dimensions de la culée.....	191

## Histoire de la construction des ponts

### Fonctions des ponts :

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire ou fluviale).

Il peut avoir également la fonction de franchir un obstacle pour une conduite d'eau, de gaz ou autre.

Dans ce cas, le pont est appelé aqueduc.

Le pont du Gard, construit au I<sup>er</sup> siècle après Jésus-Christ, est le plus connu de ces ponts aqueducs. Construit en pierres, sur trois étages, le pont de 49 m de haut, a une longueur de 275 m. C'est le plus haut pont aqueduc connu du monde romain.



**Fig.1 : pont aqueducs**

### Les obstacles peuvent être :

- Naturels comme les rivières, les vallées.
- Artificiels comme le franchissement de voies de circulation.

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVII<sup>e</sup> siècle.

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C.

César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C.

Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100 m sur le Danube, en 105 après J.C.

Le bois a encore été largement utilisé au XIX<sup>e</sup> siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.



**Fig.2. Le pont de la Chapelle à Lucerne, construit en 1365**

## Evolution des ponts au cours des temps :

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle.



**Fig.3. Pont Neuf achevé en 1606 .**



**Fig.4. Cahors, pont Valentré Paris,**

La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.



**Fig.5. Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres.**



**Fig.6. Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec une portée de 165 mètres.**

L'un des grands ingénieurs français de cette époque est Alexandre Gustave Eiffel (1832-1923)

Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les **ponts suspendus**, les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable.



**Fig.7.**Le pont de Tancarville est un pont suspendu qui enjambe la Seine entre Tancarville (Seine-Maritime) et le Marais-Vernier (Eure). Commencé en 1955, il a été mis en service en 1959. Il possédait la plus longue travée centrale d'Europe, 608 mètres.



**Fig.8.**Le pont de Brooklyn (États-Unis), long de deux kilomètres et une portée principale de 487 m. Il a été inauguré en 1883, Après 14 ans de travaux



**Fig.9.**Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États-Unis), commencé en 1917 et achevé en 1937. Il mesure 1970 m de long, la distance entre les deux tours principales étant de 1 280 m et leur hauteur est de 230 m au-dessus du niveau de l'eau.

C'est au XIX<sup>ème</sup> siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors.

Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



**Fig.10. Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m, début de la construction en 1928 et inauguré en 1930**

C'est en 1928, qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que des nouvelles méthodes de construction.



**Fig.11. Prendre le pont à béquilles pour enjamber le canal.  
Prendre un virage sans fin et se laisse glisser.  
Au choix. Pont sur le grand canal du Havre, Normandie**

C'est l'un des premiers grands ouvrages d'Eugène Freyssinet en béton précontraint. Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en oeuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.



Fig.12. Pont de l'Île de Ré, inauguré en 1988. La longueur totale de l'ouvrage est de 2927 m, avec des portées de 110 m.



Fig.13. Viaduc de Nantua, ouvrage sur l'A40, inauguré en 1988.

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.



Fig.14. Pont de Normandie, pont à haubans d'une longueur totale de 2141 m, avec une portée centrale de 856 m (1989-1995)



Fig.15. Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m, avec des portées de 204 m et 342 m

Un des grands projets en cours est le pont de Messine, pont suspendu, reliant la Sicile et l'Italie. Sa longueur totale sera de 5070 m avec une portée principale de 3300 m. Il a été calculé pour résister à des vents de 215 km/h et un séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter. Sa construction a commencé en 2006 et sa mise en service est prévue en 2012.



**Fig.16.Pont de Rion-Antirion, mis en service en 2004, d'une longueur totale de 2880 m, avec des portées de 110 m**

## **Introduction Général**

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue) et un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur

Les ponts et viaducs, qui sont des ouvrages aériens qui permettent de franchir une rivière, un bras de mer, un val, une autre voie de communication ou tout autre obstacle ;

S'il faut définir le pont, il s'agit de tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle, quel que soit naturel ou artificielle. Le pont n'a pas seulement une utilité matérielle, il est aussi un défi pour l'homme, celui d'aller toujours plus loin et repousser les limites que lui impose la nature. Les ponts sont construits pour résister aux aléas de la nature, comme les séismes et la wilaya de Tizi Ouzou est située dans une zone sismique (zone III très élevés).

Pour cela, le concepteur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants : l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Comme les ouvrages d'art traduisent l'esprit constructif des pays, et dans le cadre du développement économique et l'investissement dans les réseaux routiers, l'Algérie a lancé un programme national qui consiste à réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation. L'un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre de compléter notre formation

***CHAPITRE I :***  
***PRÉSENTATION DU PROJET.***

## Introduction :

Dans le cadre du stage de fin d'études d'une durée de trois mois environ pour approfondir nos connaissances théoriques, L'Agence Nationale des Autoroutes ANA nous a confié, la tâche de conception et l'étude d'un pont qui est inscrit dans le projet de la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest.

### 1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet a été proposé par le bureau d'étude de la DTP (Direction des Travaux Publics) de la Wilaya de Tizi-Ouzou qui y est réalisé par l'ANA l'objet de notre étude est le dimensionnement d'un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs collé sur place qui rentre dans le cadre du projet de la **pénétrante Autoroutière** reliant la ville de **Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest** pour permettre de franchir un Talweg sur une longueur de **330m** a Ait yahia moussa , il est compris entre le **PK 12+195** et le **PK12+525** et se compose de quatre (04) travées :

- deux travées centrales de 100 m.
- Deux travées de rives de 65 m.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.60 m** construits par **encorbellement successif**. Chaque viaduc a une largeur totale de **13.40 m** à **trois voies** de circulation de **3,50m** chacune. On se contente d'étudier le pont allant de la ville **Tizi-Ouzou** vers l'**Autoroute Est-Ouest**.



Fig.I.1: Situation géographique d' d'Aït Yahia Moussa.

## 2. Données géométriques :

### ➤ Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

La structure géométrique de l'ouvrage présente un arc de longueur de **330m** et de rayon 370m.

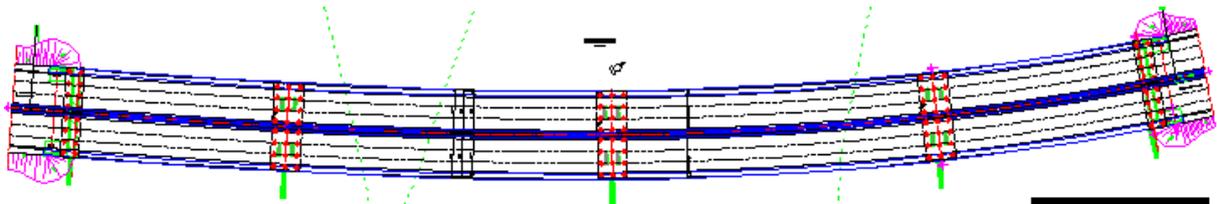


Fig.I.2 : Tracé en plan de projet

### ➤ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 0,65 %, en partant du niveau 266.69 m en rive droite pour arriver à 264.93 m en rive gauche.

La hauteur de la pile intermédiaire est 15.16 m.

La hauteur de la première pile est de 17.34 m.

La hauteur de la dernière pile est de 13.23 m.

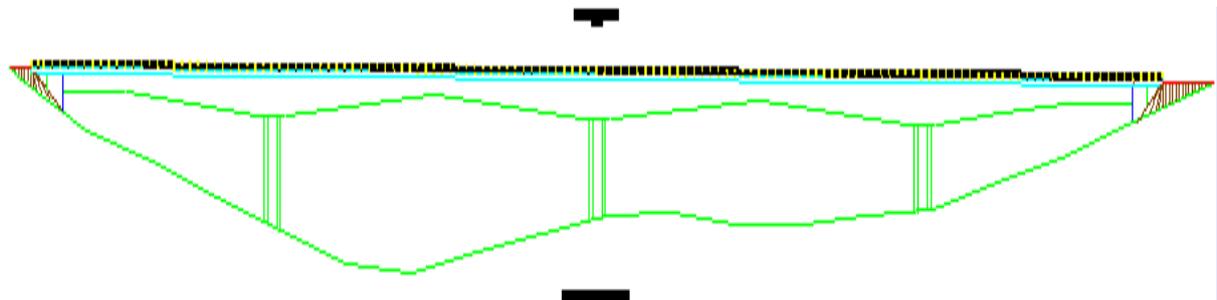


Fig.I.3 : Profil en long

### ➤ Profil en travers :

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

Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- Largeur utilisée  $L_t = 13,40$  m.
- Largeur roulable  $L_r = 11$  m
- Largeur de trottoir = 1.70 m.  $2 \cdot 10^5$
- La pente du versant : 2.5 %

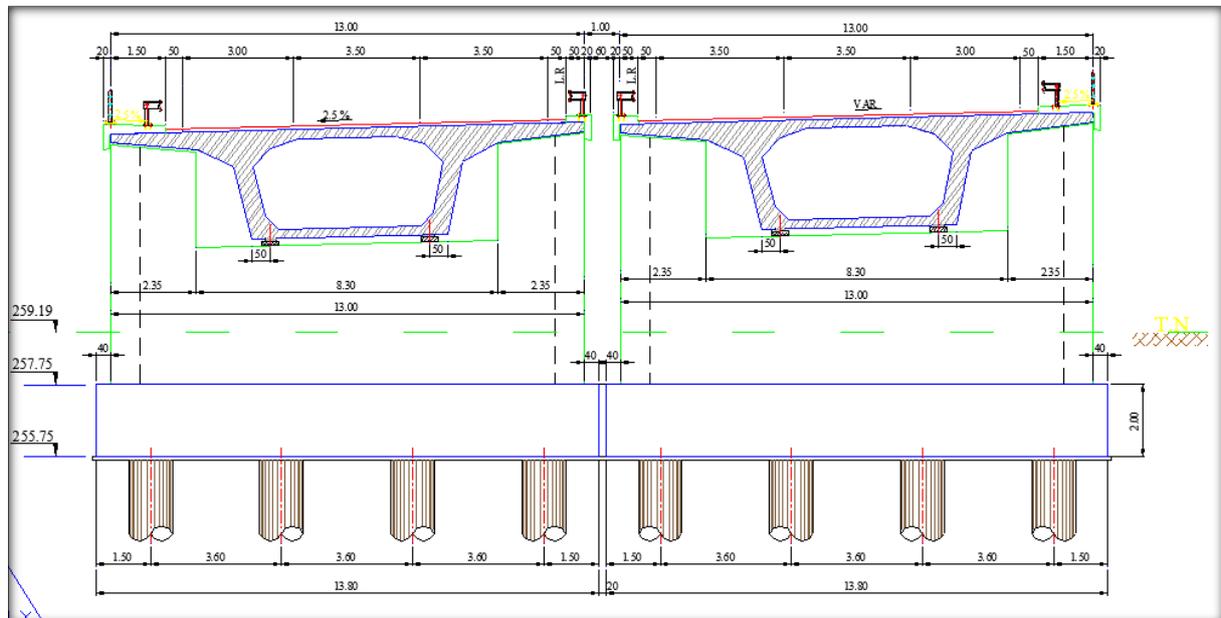


Fig.I.4 : Profil e travers

### 3. Données géologiques (géotechniques) :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

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

La zone de notre ouvrage traverse des terrains constitués essentiellement de formations : Les deux sondages réalisés montre que cet endroit est représenté par des argiles sableuse à marneuse, jaune-verdâtre avec fines concrétions calcaires et traces racines végétales, surmontant des marnes gris-verdâtre à grisâtre peu compacté à compacte, avec la présence de débris de coquilles cette, formation débute à partir de 9m de profondeur et s'étend jusqu'à 30m de profondeur. Le tout est recouvert par une couche sablo-graveleuse par endroits et des remblais par d'autre.

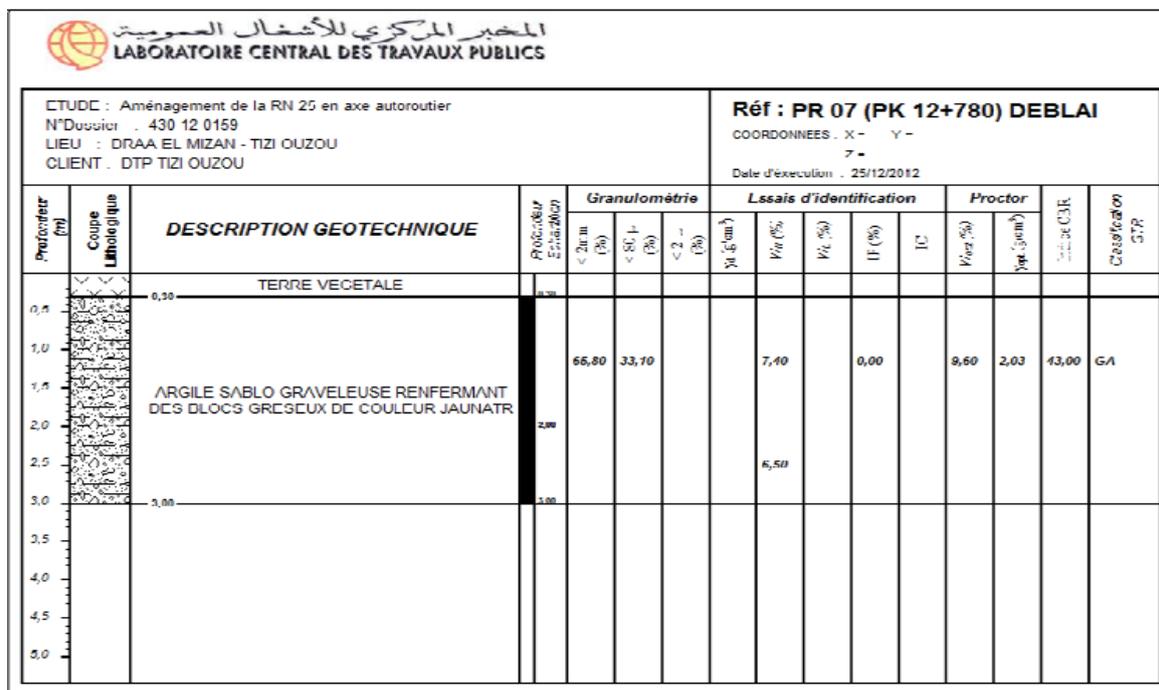


Fig.I.5 : Donne géologique.

4. Données climatiques :

♦ le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, Titre II) (2 KN/m<sup>2</sup>).

L'effet du vent est pris en considération à cause de la hauteur des piles.

♦ La température :

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de la chaussée et des appareilles d'appui (±30°C).

♦ la neige :

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

♦ Données sismiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit en déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi Ouzou, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone II A c'est c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

## 5. Les différentes parties d'un pont

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, ses principaux éléments constitutifs sont :

1. **Tablier** : partie supérieure d'un pont qui porte la chaussée ou la voie ferrée.
2. **Culée** : appui d'extrémité d'un pont.
3. **Pile** : élément vertical de base carrée remplissant une fonction porteuse (par rapport au pilier, la pile évoque un aspect plus massif).
4. **Appareils d'appuis** : ils ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure lorsqu'elles sont limitées.
5. **Fondation** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

## 6. La construction par encorbellement successif :

La technique de construction par encorbellement successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étaie et le coffrage du tablier. A ce stade de la construction l'élément pile/fléaux est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints et chaque étape de construction correspond à la mise en place d'une nouvelle précontrainte.



Fig.I.6 : Construction des fléaux-structure isostatique

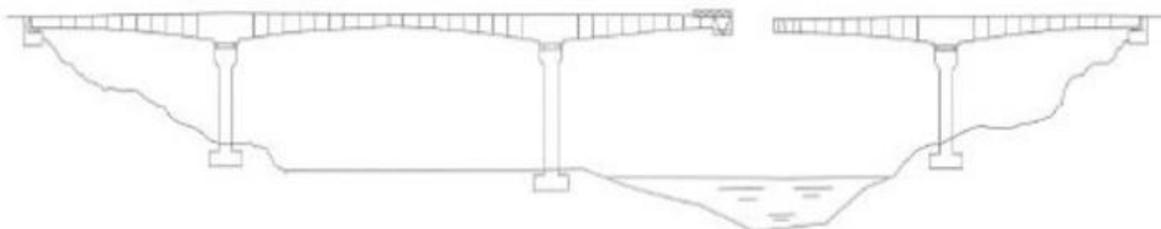


Fig.I.7 : Clavage des fléaux- structure hyperstatique

## **7.1. Principe de calcul de la précontrainte :**

La construction d'un ouvrage par encorbellement successifs se décompose en plusieurs phases, au cours desquelles le fonctionnement structurel de l'ouvrage évolue. Il est nécessaire de prendre en compte cette évolution dans le dimensionnement de la précontrainte.

On adopte ainsi une méthode de calcul adaptée à ce type d'ouvrage

Cette méthode peut se décomposer en :

- **Calcul de la précontrainte de fléau**
- **Calcul de la précontrainte de clavage**
- **Calcul de la précontrainte de continuité**

Ces étapes de calcul correspondent aux deux types de calcul de précontrainte mise en place pendant la construction d'un pont. Chacune de ces précontrainte à un rôle spécifique. La précontrainte de fléau est nécessaire à l'assemblage des voussoirs pendant la phase de construction par encorbellement et la précontrainte de continuité assure le clavage de fléau et la reprise des efforts en phase d'exploitations (trafic et superstructures).

### **7.1.1. Précontrainte de fléau :**

La précontrainte de fléau permet l'assemblage des voussoirs de chaque côté de la pile. Elle doit assurer le non dépassement des contraintes admissibles en toutes sections. Dans le cas d'une structure en double console il s'agit surtout de limiter les contraintes de traction dans la fibre supérieure de l'ouvrage.

Cette précontrainte est placée à proximité de la fibre supérieure de l'ouvrage de manière à créer un moment positif sur l'appui qui va s'opposer au moment négatif provoqué par l'action du poids des fléaux.

Le dimensionnement de cette précontrainte se fait en prenant en compte le poids propre de l'ouvrage, ainsi que les actions en cours d'exécution (équipage mobile, stockage, de matériel, personnel).

Les critères de dimensionnement sont à définir principalement en fonction de la technologie d'assemblage employée (voussoir préfabriqué ou coulé sur place) et des recommandations techniques, comme celle du BPEL (Béton Précontraint aux états limites) et de la SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes).



**Fig.I.8 : Mise en place de la précontrainte de fléau en fibre supérieure.**

### 7.1.2. Précontrainte de clavage :

Le clavage est l'opération qui consiste à assembler deux fléaux contigus par la mise en place d'un dernier élément, appelée voussoir de clavage cette opération s'accompagne de la mise en place des câbles de précontrainte dans la partie basse de tablier. Ces câbles permettent de reprendre le moment positif dû au poids propre du voussoir de clavage. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de ces câbles se fait selon une méthode particulière, fortement dépendante du phasage de construction. L'enchaînement de clavage modifie pas à pas le fonctionnement structurel de l'ouvrage.



Fig.I.9 : Mise en place des éclisses de précontrainte en partie inférieure

### 7.1.3. Précontrainte de continuité :

Cette précontrainte est mise en place en fin de construction, lors du clavage des fléaux. Elle a pour fonctions principales, d'assurer la continuité de l'ouvrage en reprenant les efforts appliqués par le voussoir de clavage et la reprise des efforts en phase d'exploitation.

Elle est généralement dimensionnée vis-à-vis des charges de trafic et de superstructure



Fig.I.10 : Mise en place de la précontrainte extérieure

***CHAPITRE II***  
***CONCEPTION ET CHOIX DES***  
***VARIANTES***

## **INTRODUCTION**

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.

Au tout départ-on a jugé opportun d'envisager plusieurs solutions de pont pour notre projet et d'étudier chacune d'elle en considérant les avantages et les inconvénients. Cette analyse est renforcé par un pré dimensionnement bien que sommaire, nous à aider dans notre choix de solution final.

### **1. Objectif d'études des variantes :**

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

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

Le choix d'un type d'ouvrages s'appuie essentiellement sur une vue technique et économiques, donc l'ouvrage choisi doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaîtront à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleur solution technique et économique. Cette opération fait appel à l'expérience et aux connaissances de l'ingénieur des problèmes rencontrés et l'évolution incessante des types d'ouvrages (nouvelles méthodes, d'exécution, nouvelles formes, d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Pour un choix préliminaire du type d'ouvrage on prendra en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée
- Les conditions sur sites.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Rapport hydrologique :
- Le gabarit à respecter
- La brèche de l'ouvrage
- Les conditions du maitre

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

Il n'existe aucun type de pont qui puisse être construit n'importe où et qui peut être parfait dans sa conception, c'est pour cela qu'il existe au monde. On choisit le type de pont selon les avantages qu'il présente par rapport à l'endroit où il doit être construit.

Plusieurs facteurs influencent le choix du type de pont qui sera construit à un endroit voulu notamment la distance sur laquelle il doit s'étendre ainsi que celle qu'il doit avoir en dessous du pont. On doit aussi prendre en compte les matériaux nécessaires et la main d'œuvre disponible. De plus on doit calculer le type de circulation qu'il doit y avoir sur ce pont, le cout lié à sa construction et finalement l'apparence du pont en relation avec son environnement.

## 4. Proposition des variantes

Trois variantes sont envisagées :

**Variante N01** : Pont mixte à poutre

**Variante N02** : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension

**Variante N03** : Pont en encorbellement successif

### 4.1. Variante N01 : pont mixte à poutre

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton afin d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements

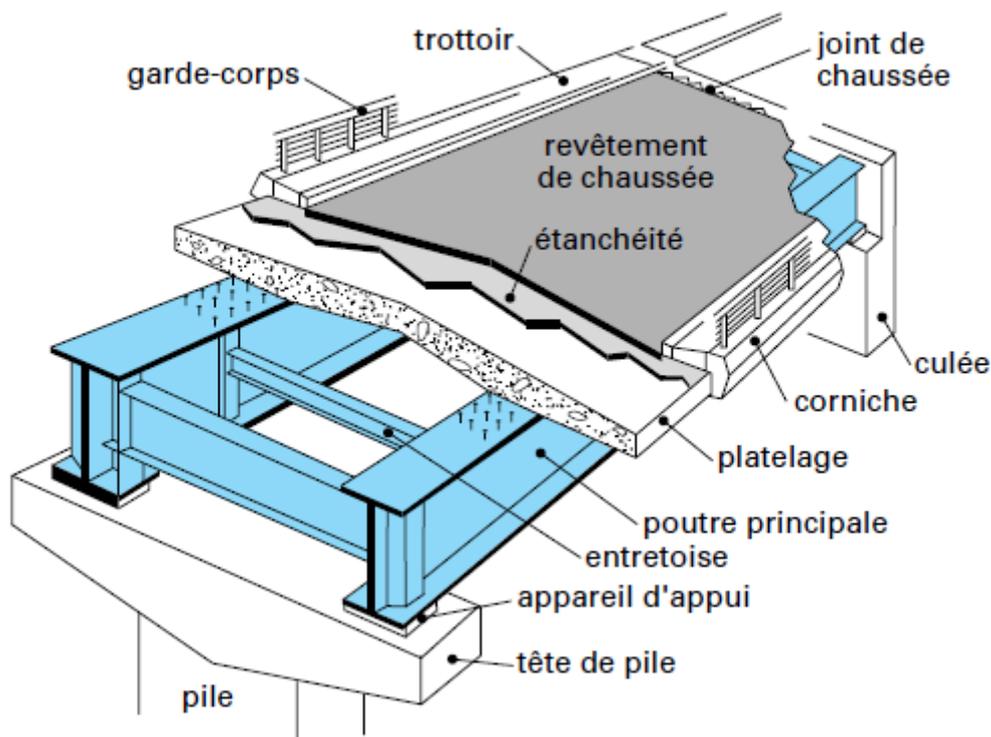


Fig.II.1 : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée

#### ➤ Les avantages :

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus, car ils s'adaptent à diverses situations :

- ◆ milieu rural ou urbain
- ◆ portée principale de 30 à 130 m
- ◆ longueur totale d'une dizaine de mètres à plus d'un kilomètre
- ◆ largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres
- ◆ ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué
- ◆ légèreté par rapporte au tablier

- ♦ la rapidité d'exécution globale
- ♦ la précision dimensionnelle de la structure

De plus, leur construction est facile et fiable. Ils sont constitués de deux poutres principales connectées à la dalle par des connecteurs (souvent des goujons) et reliées par des poutres secondaires de divers types.

➤ **Les inconvénients :**

- ♦ Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- ♦ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ♦ En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
- ♦ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- ♦ Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- ♦ Une surveillance avec visite périodique

#### **4.2. Variante N02 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension:**

La structure du tablier est composée de plusieurs poutres posées longitudinalement. Cette méthode consiste à préfabriquer les poutres sur une aire de préfabrication et à les mettre en place ensuite.

L'utilisation de la préfabrication est systématique car le coulage en place de telles structures seraient trop complexe et ne serait pas pertinent (non économique).

Le béton résiste 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 à celles produites par les charges qui le solliciteront après.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension peuvent atteindre des portées déterminantes comprises entre 30 et 60m.



Fig.II.2 : Pont à poutre multiple en béton précontraint

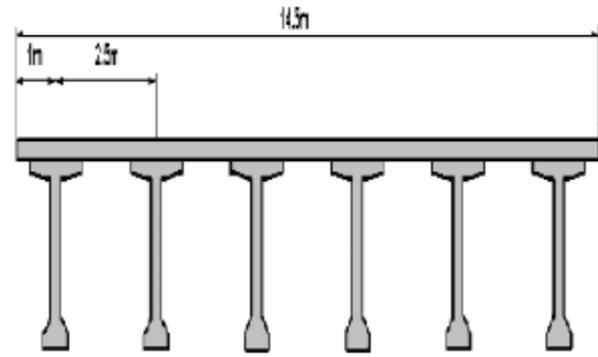


Fig.II.3 : Coupe transversal

### ➤ Les avantages :

- ◆ Le mode de réalisation des poutres, le béton coulé en atelier ou sur chantier est en général de meilleure qualité.
- ◆ Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs importantes avec réduction de hauteur).
- ◆ La rapidité d'exécution des travaux, puisque la préfabrication peut être entreprise en même temps que la construction des appuis.
- ◆ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- ◆ Les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois.

### ➤ Les inconvénients

- ◆ Poids propre très important.
- ◆ Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- ◆ La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte au même temps la vérification de la pose des gaines et la mise en tension des câbles.
- ◆ Le type de cet ouvrage est moins esthétique.
- ◆ Sensibilité au tassement différentiel

### 4.3. Variante N03 : pont en encorbellement successif

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé « voussoir », on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécuté à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant, lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

➤ **Les avantages :**

- ◆ L'aspect du pont est très esthétique.
- ◆ La portée est plus grande.
- ◆ De torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson
- ◆ Ce type de profilé fermé présente une bonne rigidité à la torsion (faible rotation du tablier).
- ◆ La possibilité d'assembler des caissons préfabriqués sans échafaudages.
- ◆ La durée d'utilisation (moins d'entretien) est plus longue.
- ◆ Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués

➤ **Les inconvénients :**

- ◆ Etudes laborieuses.
- ◆ Nécessite une main d'œuvre qualifiée

**5. Analyse multicritère :**

	Pont mixte	Pont à poutre multiples	pont en encorbellement successif
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	-	+
Exécution	/	/	/
délai	+	+	-
coût	-	-	-

Tab.II.1 : Evaluation des critères de choix d'un pont

+ : Favorable.

/ : Médian.

- : Défavorable

**6. Conclusion :**

Le choix de l'une ou de l'autre des variantes n'est fait qu'après avoir eu recours à des études technico-économiques avancées, que nous ne pouvons faire.

Donc nous ne constatons que la variante N03 susceptible de répondre le mieux, techniquement et économiquement, à la problématique posée est la variante « pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place ».

***CHAPITRE III :***  
***CARACTÉRISTIQUES 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 de précontrainte et des aciers de construction en relation direct avec le calcul et la conception des éléments de l'ouvrage.

### III.1. Béton :

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulat (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors:

- une résistance élevée à la compression,
- l'étanchéité et la non agressivité chimique,
- une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible,
- une bonne maniabilité.

#### a. Dosage :

Le béton est dosé à **400 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPJ 425**, avec un contrôle strict.

#### b. Densité :

La masse volumique du béton armé  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

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 avec un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères .donc des très grand portée , la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charge (poids propre

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

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup> (c. à. d 500 Kg de ciment pour 1 m<sup>3</sup> de béton). Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A325.

### III.2. Caractéristiques mécaniques du béton

#### III.2.1. Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée  $f_{c28}$  et est choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m<sup>3</sup>.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour le béton du tablier.} \\ 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

Lorsque l'âge  $j$  (en jours) du béton est différent de 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance  $f_{cj}$ , valeur caractéristique à  $j$  jours, obtenue par les formules suivantes :

- Quand  $1 \leq j \leq 28$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right.$$

- Quand  $j > 28$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Dans notre cas, la résistance caractéristique à la compression sera :

- Quand  $1 \leq j \leq 28$

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

- Quand  $j > 28$

$$f_{cj} = f_{c28}$$

### III.2.2. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  à  $j$  jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

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

$$\text{Pour } \begin{cases} \text{le tablier: } f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{les appuis: } f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Avec :  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  en MPa.

### III.2.3. Contrainte de calcul à l'état limite ultime :

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) déformations ( $\epsilon_{bc}$ ) du béton aux ELU règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE -RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

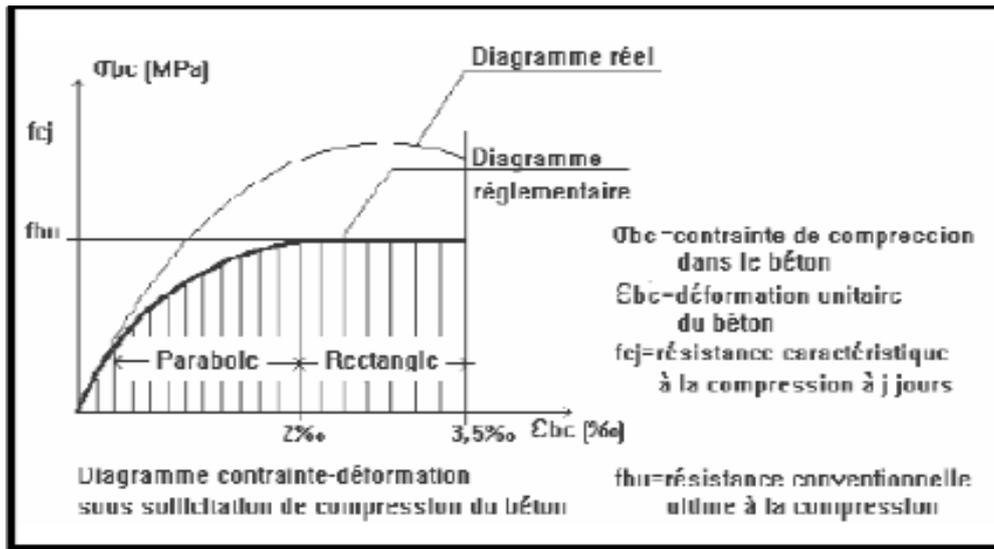


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU [Réf.12].

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad \text{(B.A.E.L 91).}$$

$\theta =$

$\left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ dans le cas général quand la durée d'application considérée est supérieure à 24h} \\ 0,9 \text{ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures .} \\ 0,85 \text{ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure .} \end{array} \right.$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

D'où : Pour notre ouvrage Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 19,83\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35\text{MPa.} \\ 25,86\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28}=35\text{MPa.} \\ 17\text{Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \\ 22.17\text{Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30\text{MPa.} \end{array} \right.$$

### III.2.4. Contrainte admissible à l'état limite de service :

#### III.2.4.1. Contrainte admissible à la compression

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,6f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes.} \\ 0,5f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons quasi permanentes.} \end{cases}$$

#### III.2.4.2. Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées

Selon les classes des ouvrages

##### Classe I

Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section quel que soit le cas de charge et la présence de milieux très agressif en situation d'exécution .

##### Classe II

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage,  $1.5 f_{tj}$  ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :

0 dans la section d'enrobage.

En situation d'exécution .la traction limitée  $0.7 f_{tj}$  dans la section d'enrobage  $1.5 f_{tj}$  ailleurs

#### III.2.4.3. Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux mode de rupture de béton :

- 1ere par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est données

$$\text{par : } \bar{\tau}^2_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

- 2éme par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}^2_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que

Dans le cas d'élément soumis a des fortes compressions longitudinales.

$$(\text{Si } \sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj})$$

Avec :

$$\tau = \min(\bar{\tau}_1 + \bar{\tau}_2)$$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1<sup>ère</sup> formule avec  $\sigma_x=0$ , et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale  $\sigma_t=0$

$$\tau^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj})$$

### III.2.5. déformations longitudinales :

Elles peuvent être calculées à l'aide du « module instantané de déformation longitudinale (module de Young)  $E_{ij}$  à j jours d'âge déterminer à partir de sa résistance  $f_{cj}$  et on distingue.

#### III.1.5.1. Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

#### III.1.5.2. 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.

### III.2.6. Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1+\nu)$$

E : module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

### III.2.7. 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. (C'est le rapport entre la déformation longitudinale et transversale).

Le raccourcissement longitudinal induit une augmentation transversale.

$$\text{Le coefficient de poisson est : } \nu = \frac{\Delta t}{\Delta l}$$

$\Delta t$ : Augmentation relative de la dimension transversale.

$\Delta l$ : raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

**III.2.8. déformations différées :**

On distingue deux déformations différées qui apparaissent dans la vie d'un ouvrage en béton :

**a. le retrait :**

Le retrait est dû à l'évaporation de l'eau qui est chimiquement n'est pas nécessaire à la prise du ciment mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre.

L'importance du retrait dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ l'humidité relative de l'air ambiant (le retrait augmente quand l'humidité diminue).
- ✓ les dimensions de la pièce (le retrait est plus grand pour les pièces peu épaisses).
- ✓ la quantité d'armatures situées à l'intérieur de la pièce qui freinent le retrait.
- ✓ la quantité d'eau mise en œuvre (le retrait augmente avec cette valeur).
- ✓ le dosage du ciment (le retrait augmente avec la quantité du ciment).
- ✓ le temps écoulé.

**b. le fluage :**

Il correspond à une déformation croissant dans le temps sous contrainte constante,

Une pièce soumise à la compression simple se raccourcit à la mise en application de la charge, appelle raccourcissement élastique instantané

$$\frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}}$$

Mais dans le temps, la pièce continue à se raccourcir pour atteindre, au bout d'un temps infini (Plusieurs années), une limite qui est de l'ordre de « 3 fois le raccourcissement instantané ».

C'est de là qu'on pouvait écrire :

$$\frac{\Delta l_v}{l} = 3 \frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}/3} = \frac{\sigma}{E_{vj}}$$

Le fluage est un phénomène complexe qui n'est ni linéaire ni réversible il dépend d'un certain nombre de paramètres :

- ✓ du dosage du ciment.
- ✓ la teneur en eau.
- ✓ de l'humidité relative de l'air.
- ✓ du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge.
- ✓ de l'épaisseur moyenne de la pièce.

**c. Effet de la température :**

Le béton armé et donc le béton précontraint n'aurait jamais pu exister si « les coefficients de dilatation thermique » des deux matériaux béton et acier avaient été très différents.

Le coefficient de dilatation de l'acier valant  $10^{-5}$  celui du béton varie de **0,8 à 1,2  $10^{-5}$**  donc dans les calculs on pourra retenir la valeur  $10^{-5}$  par degré Celsius pour le béton précontraint.

**III.3. ACIER**

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

-les aciers **ACTIFS** (ou de précontrainte), qui créent et maintiennent la tension de précontrainte sur le béton.

-les aciers **PASSIFS**, **sont** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en cas d'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les aciers actifs.

**III.3.1. Aciers passifs :**

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

**III.3.1.1. La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F<sub>e</sub>E40 type 2**, sa limite élastique égale à **400MPa**.

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

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

### III.3.1.2. 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  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa qui est le module d'élasticité.
- D'un palier horizontale d'ordonnée  $f_e$ .

### III.3.1.3. Contrainte limite de traction :

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

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(2/3f_e, 110(nf_{ij})^{1/2})$ .

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(1/2f_e, 90(nf_{ij})^{1/2})$ .

Avec :  $n = 1$   $\longrightarrow$  Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$   $\longrightarrow$  Aciers à haute adhérence.

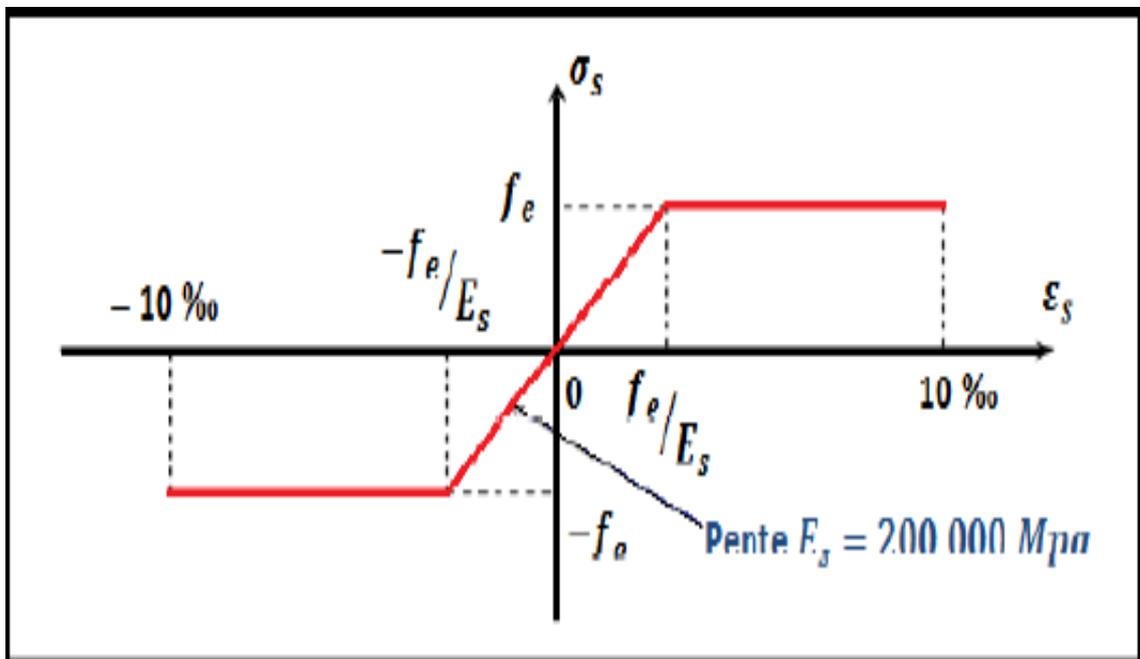


Fig.III.2 : diagrammes contraintes déformations de l'acier [Réf.12].

#### ➤ État limite ultime (ELU) :

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

➤ **État limite de service (ELS) :**

La contrainte limite de traction  $\overline{\sigma_s}$  dépend du type de fissuration :

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\overline{\sigma_s} = f_e$$

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nftj} \right\}$$

Pour la fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{nftj} \right\}$$

### III.3.2. Aciers de précontrainte « actif » :

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **12T15S (super)** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de portées moyennes à grandes.

La précontrainte initiale à prendre en considération dans les calculs est donnée par la formule suivante :  $P_0 = \min (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$ .

#### III.3.2.1. Caractéristiques mécaniques :

##### a. Résistance à la rupture :

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne  **$f_{prg}$** .

Dans notre projet :  **$f_{prg} = 1860$  MPa.**

##### b. Limite élastique :

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de **1 ‰**, on la désigne par  **$f_{peg}$** . Dans notre projet  **$f_{peg} = 1660$  MPa.**

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL**

##### c. La relaxation :

Lorsque on tend un fil d'acier a une contrainte élevée (voisine de sa limite élastique) et qu'on maintient constante sa longueur, on constate une diminution de la contrainte au cours du temps, cette perte de tension s'appelle la relaxation de l'acier, celle-ci produit une perte de précontrainte dont il faudra tenir compte.

La relaxation des armatures sont classées en trois catégories :

- ✓ RN relaxation normale.
- ✓ BR basse relaxation.
- ✓ TBR très basse relaxation.

Des essais ont montré que la température influe énormément sur la relaxation ainsi à 80° c on peut atteindre en quelque heurs la relaxation qui ne se produit qu'au bout de milliers d'heures à 20°c. Le phénomène de relaxation n'a pas encore reçu d'explication scientifique satisfaisante à l'heure actuelle.

#### **d. Corrosion sous tension :**

Une armature tendue est plus sensible à la corrosion qu'au repos, c'est la raison pour laquelle une attention toute particulière est apportée à la protection des armatures de précontrainte par :

- ✓ des enrobages importants.
- ✓ une limitation des contraintes de traction du béton au niveau de l'armature.
- ✓ une bonne mise en place des câbles dans les gaines.
- ✓ une injection soignée de colis.

#### **e. Résistance à la fatigue :**

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure provoqué par les variations de déformations que lui imposent les actions variables et répétées.

Particulièrement si l'ouvrage est un pont –routier ou un pont –rail à grand trafic.

Lorsqu'on soumet un acier à une variation de contrainte, on constate après un grand nombre de cycles, une rupture de l'acier sans que la contrainte de rupture n'ait jamais été atteinte. Les armatures de précontrainte sont plus sensibles à la fatigue que les armatures de BA car elles travaillent à des contraintes très élevées, parfois sous moment négatif et parfois sous moment positif de façon permanente.

#### **f. Autres caractéristiques (mécaniques et géométriques) :**

- Le module d'élasticité longitudinal des aciers de précontrainte:  $E_P=190000$  MPa.

- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,22 \text{ rd}^{-1}$

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

- Recul d'ancrage :  $g = 6$  mm.

- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2,50$  % (acier à très basse relaxation TBR).

$\mu_0 = 0,43$  % (TBR).

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Section nominale d'un toron :  $150 \text{ mm}^2$ .

Poids de 1T15s =  $1,175$  (kg/m)

- Section d'un câble 1T15 S =  $1800 \text{ mm}^2$

- Diamètre extérieur de la gaine  $\phi_{\text{ext}} = 82$  mm.

- Diamètre intérieur de la gaine :  $\phi_{\text{int}} = 75$  mm.

***CHAPITRE IV***  
***PRÉ-DIMENSIONNEMENT***

**Introduction :**

Le pré-dimensionnement est essentiel dans la conception de tout ouvrage de Génie Civil.+ Dans le cas de l'étude d'un pont, on doit procéder à deux dimensionnements, l'un qui sera longitudinal et l'autre transversal.

Le viaduc comporte deux travées de rive et une travée intermédiaire (centrale) ayant respectivement les portées suivantes : 70 m et 100 m.

Le tablier se compose d'une poutre caisson, qui est divisée en plusieurs éléments que l'on appelle plus communément des voussoirs,

Cette poutre caisson possède une hauteur variable et est réalisée en béton précontraint, elle repose sur deux piles avec un encastrement parfait et sur des appareils d'appuis au niveau des culées.

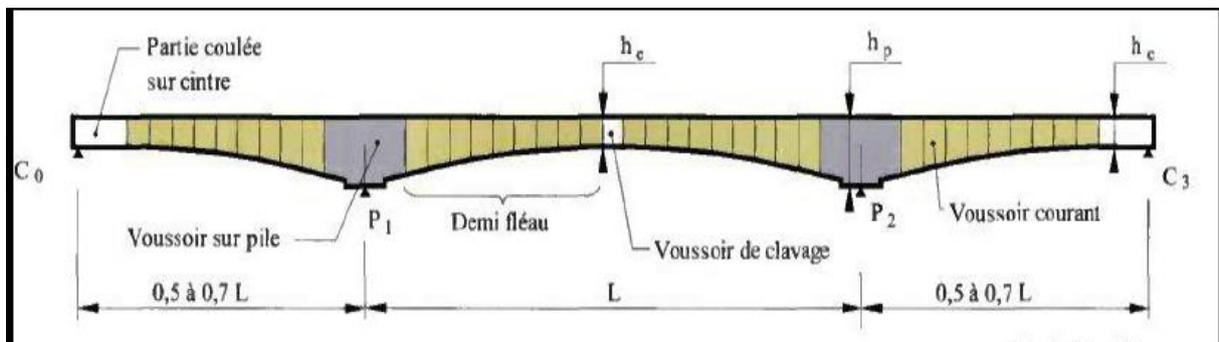
**1. Distribution des travées :**

L'emplacement des piles dépend de la longueur des travées à utiliser et de la stabilité d'ensemble.

En ce qui concerne les travées de rives, on serait tenté de leur donner une longueur sensiblement égale à la moitié de celle d'un demi-fléau. Mais à cause d'une telle disposition, les extrémités du tablier risqueraient de se soulever sous l'effet des charges d'exploitation placées sur la partie négative de la ligne d'influence (à mi travée).

C'est pourquoi, la longueur des travées de rives est augmentée d'une portion de tablier, de hauteur constante, coulée sur cintre.

Le cintre étant un étaielement de type échafaudage renforcé, qui soutient le coffrage permettant de couler le tablier. Le cintre peut prendre appui sur le sol (classique) ou prendre appui sur le tablier en construction (auto porteur).



**Fig.IV.1 : Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs**

Selon « STRA » la longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0.58 L_i \leq L_r \leq 0.70 L_i \left\{ \begin{array}{l} L_i = 100 \text{ m} \\ 0.58 L_i = 58 \text{ m} \\ 0.70 L_i = 70 \text{ m} \end{array} \right.$$

On choisira une longueur de travée de rive **L = 65 mètre** (la condition est vérifiée).

## 2. Hauteur de la poutre : (SETRA [Réf.6])

Au-delà 60/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle trop importante en travée, car les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable. La variation de hauteur étant généralement parabolique.

## 3. Découpage en voussoirs :

Lorsque les voussoirs sont coulés sur place, les deux critères prépondérants pour le choix de leur longueur sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc des voussoirs. On opte alors pour le découpage suivant :

- ◆ Voussoir sur pile : **9 m** (03 voussoirs)
- ◆ Voussoir courant : **4 m** (66 voussoirs)
- ◆ Voussoir sur culée : **13.5 m** (02 voussoirs coulés sur cintre)
- ◆ Voussoir de clavage : **3 m** (04 voussoirs)

## 4. Hauteur du voussoir sur pile:

La hauteur **hp** sur pile est comprise entre :  $L_i / 18 \leq h_p \leq L_i / 16$

**L** : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

La portée de la travée considérée, la hauteur doit être importante pour que la section puisse résister à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de la pile.

$$L_i / 18 \leq h_p \leq L_i / 16 \quad \left\{ \begin{array}{l} L_i = 100 \text{ m} \\ L_i / 18 = 5.55 \text{ m} \\ L_i / 16 = 6.25 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : **hp = 6 m**

## 5. Hauteur du voussoir à la clé :

La hauteur minimale est de 2.20m afin de permettre la circulation, à l'intérieur de la poutre caisson pour, l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

En pratique, la hauteur à mi-travée **hc** demeure

$$L_i / 35 \leq h_c \leq L_i / 30 \quad \left\{ \begin{array}{l} L_i = 100 \text{ m} \\ L_i / 35 = 2.85 \text{ m} \\ L_i / 30 = 3.33 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : **hc = 3 m**

## **6. Ligne d'intrados :**

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir du voussoir sur pile, à l'exception du voisinage des culées, où ce dernier prend une forme rectiligne avec hauteur constante.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- ✓ Économie des matériaux.
- ✓ Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Résal », inhérente à la variation de hauteur.
- ✓ Aspect satisfaisant.

## **7. Pré-dimensionnement de la section transversale :**

### **7.1. Choix d'une section transversale :**

Les concepteurs ont choisi la section transversale en caisson car c'est elle qui présentait le plus d'avantages, que l'on peut citer :

Une bonne résistance à la torsion, provoquée par les important porte-à-faux réalisés en cours de construction.

Ces sections possèdent un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.

Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis

Les membrures inférieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inférieur continu entre âmes qui va former une table de compression

Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, le passage des canalisations de conduites diverses.

### **7.2. Choix d'un type de caisson :**

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par une poutre caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Or dans notre cas, la largeur du tablier **B** est de 13.40 mètre. Notre choix se portera alors sur une section type mono caisson à deux âmes

### 7.2.1. Section transversal :

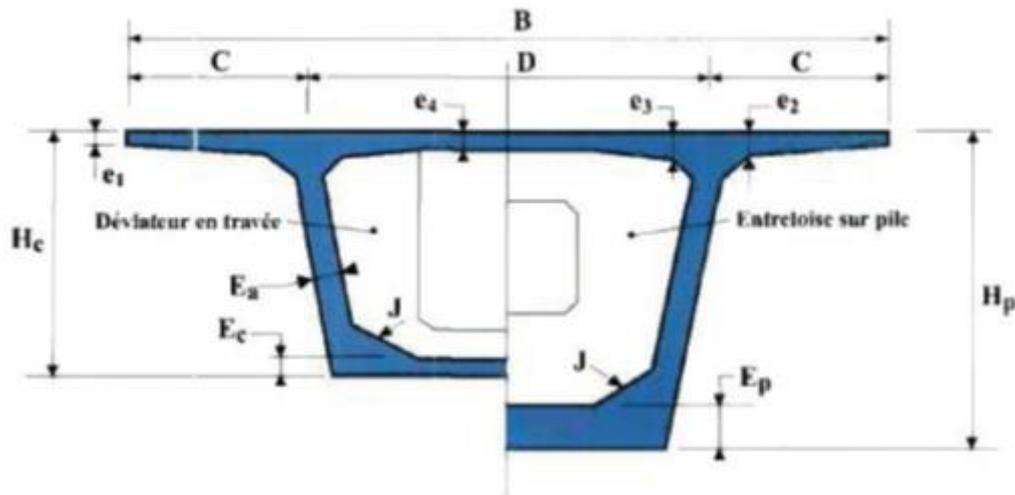


Fig.IV.2 : La section transversale

### 7.2.2. Entraxe des âmes :

L'entraxe des âmes est égal à  $B/2$  ; B étant la largeur du hourdis supérieur :

$$D = 13.40/2 = 6.7 \rightarrow D = 6.70 \text{ m}$$

### 7.2.3. Epaisseur des âmes :

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et elle permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte.

L'expression suivante permet de calculer l'épaisseur des âmes :

$$Ea \geq 0.26 + L(\text{m})/500 = 0.26 + 100/500$$

$$Ea \geq 0.46 \text{ m}$$

On a :

- $ea = 36\text{cm}$  pour des unités 12 T 13.
- $ea = 44\text{cm}$  pour des unités 12 T 15.
- $ea = 59\text{cm}$  pour des unités 19 T 15.

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type 12T15  $\Rightarrow Ea = 50\text{cm}$

Cette épaisseur reste constante entre le voussoir sur pile et le voussoir à la clé

### 7.2.4. Inclinaison des âmes :

L'inclinaison adoptée est de 23 %, soit  $tga = 0,23$  et donc  $a = 12,95^\circ$

### 7.2.5. Epaisseur du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur  $s_e$  est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité d'y loger des câbles de précontraintes longitudinaux

$$b/30 \leq e_4 \leq b/25 \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 6.5 \text{ m (Portée entre axes des âmes)} \\ b/25 = 26 \text{ cm} \\ b/30 = 22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra  $e_4 = 25 \text{ cm}$

### 7.2.6. Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur en travée est généralement fixée par la condition d'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés.

Au voisinage des appuis intermédiaires, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure

L'épaisseur du hourdis inférieur  $E_i$  doit satisfaire à plusieurs conditions, qui sont :

- ✓ La résistance à la flexion transversale
- ✓ Résister transversalement à la poussée au vide (solicitation des armatures vers les parements) due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure
- ✓ Posséder une rigidité suffisante par rapport à celle des âmes pour pouvoir considérer la section transversale comme indéformable
- ✓ Logements, dans des conditions d'enrobages corrects, des câbles de continuités

L'épaisseur du hourdis inférieur varie sur toute la longueur de la travée, en effet elle est minimale à la clé et maximale sur pile.

#### ♦ A la clé :

Elle doit être supérieure ou égal à la plus restrictive des valeurs suivante :

$$E_c \geq \max(18\text{cm}, 3\Phi, E_a/3)$$

Avec  $\Phi = 8,0 \text{ cm}$  : diamètre extérieur des conduits de précontrainte.  
 $E_a$  = épaisseur des âmes.

$$E_c \geq \max(18\text{cm}, 24\text{cm}, 17\text{cm})$$

On prendra :  $E_c = 25 \text{ cm}$

♦ **Sur pile :**

Au voisinage des piles, c'est l'intensité des contraintes normales dues à la flexion longitudinale qui est prépondérante. Pour un pré dimensionnement, on peut utiliser la règle suivante :

$$E_p = 2.5 * E_c$$

$$E_p = 2.5 * 25 = 62.5 \text{ cm}$$

On prendra :  **$E_p = 80 \text{ cm}$**

### 7.2.7. Dimensionnement des goussets :

Les goussets du hourdis (supérieur ou inférieur) doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

#### a. Gousset supérieur :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui en général conditionnent leurs dimensions :

- ✓ leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- ✓ Ils abritent des câbles de fléau et assurent leur enrobage.
- ✓ Ils permettent les déviations des câbles
- ✓ Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants

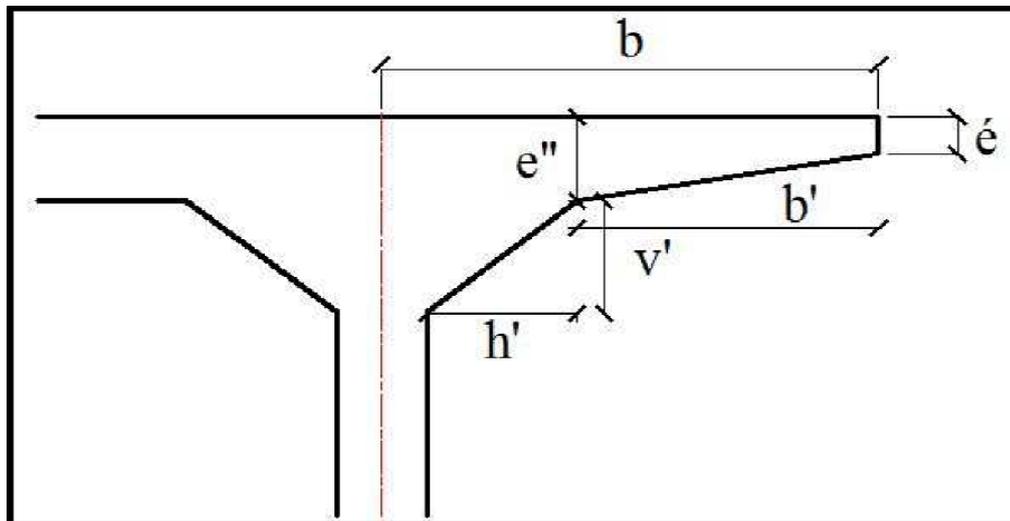


Fig.IV.3 : Gousset supérieur.

$$b'/7 \leq e'' \leq b'/5$$

Si on considère  $b' = 236\text{cm}$  alors on aura :  $33,74\text{cm} \leq e'' \leq 47,2\text{cm}$

On choisira  $e'' = 50\text{cm}$

Pour faciliter le bétonnage, on opte pour une inclinaison du gousset de 50 % donc :

$\text{tg}\alpha = 0.50$ , or que  $\text{tg}\alpha = v'/h'$  si on prend  $h' = 100\text{cm}$  alors  $v' = 50\text{cm}$

### b. Gousset inférieur :

En outre le rôle d'encastrement du hourdis inférieur sur les âmes, le gousset inférieur doit aussi loger les câbles de continuité

Le gousset inférieur a une inclinaison comprise entre  $40^\circ$  et  $45^\circ$  pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de ségrégation ou de tout autre défaut de bétonnage.

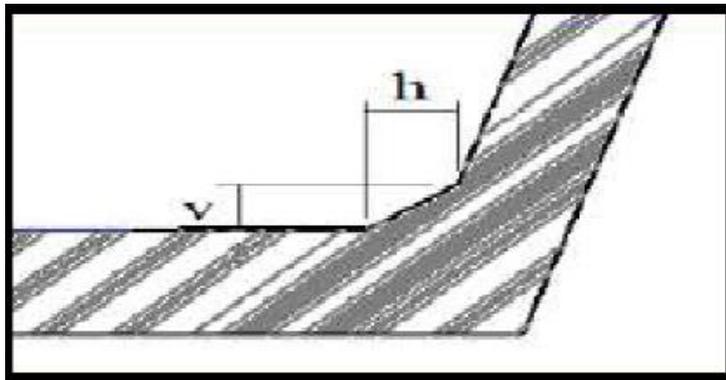


Fig.IV.4 : gousset inférieur

On opte pour une inclinaison de  $45^\circ$ , donc  $h = v = 35\text{cm}$

Finalement, après le pré-dimensionnement nous obtenons les sections extrêmes suivantes :

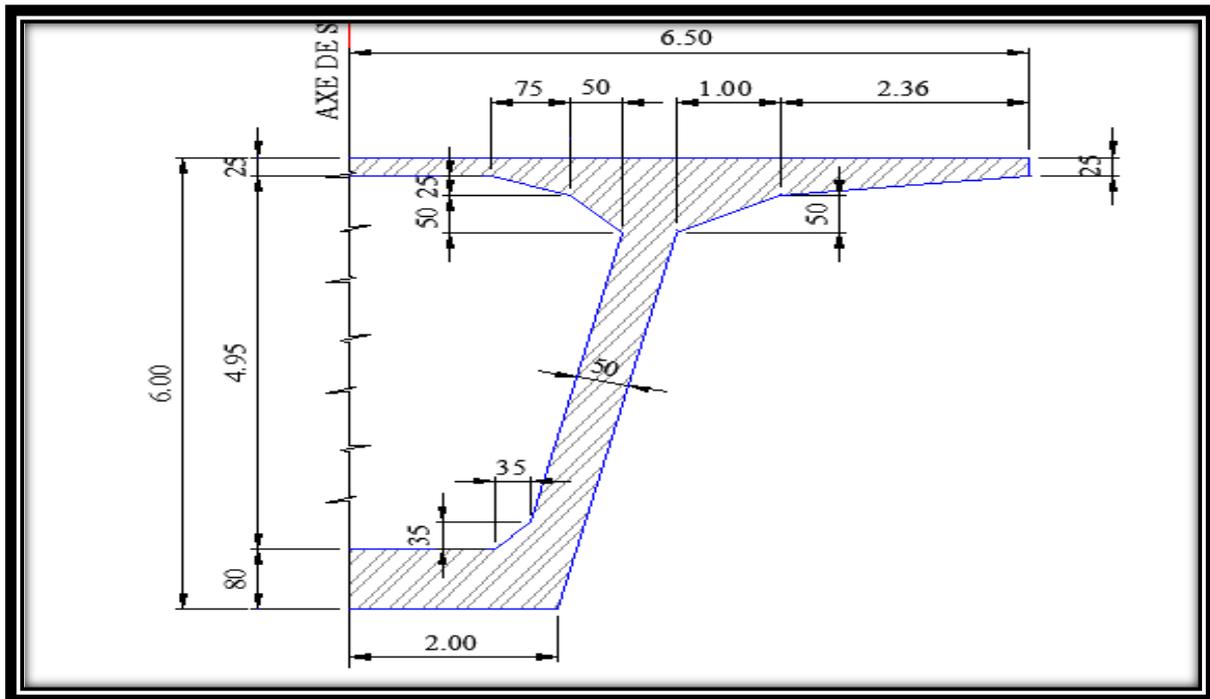


Fig.IV.5 : Demi-coupe vousoir sur pile

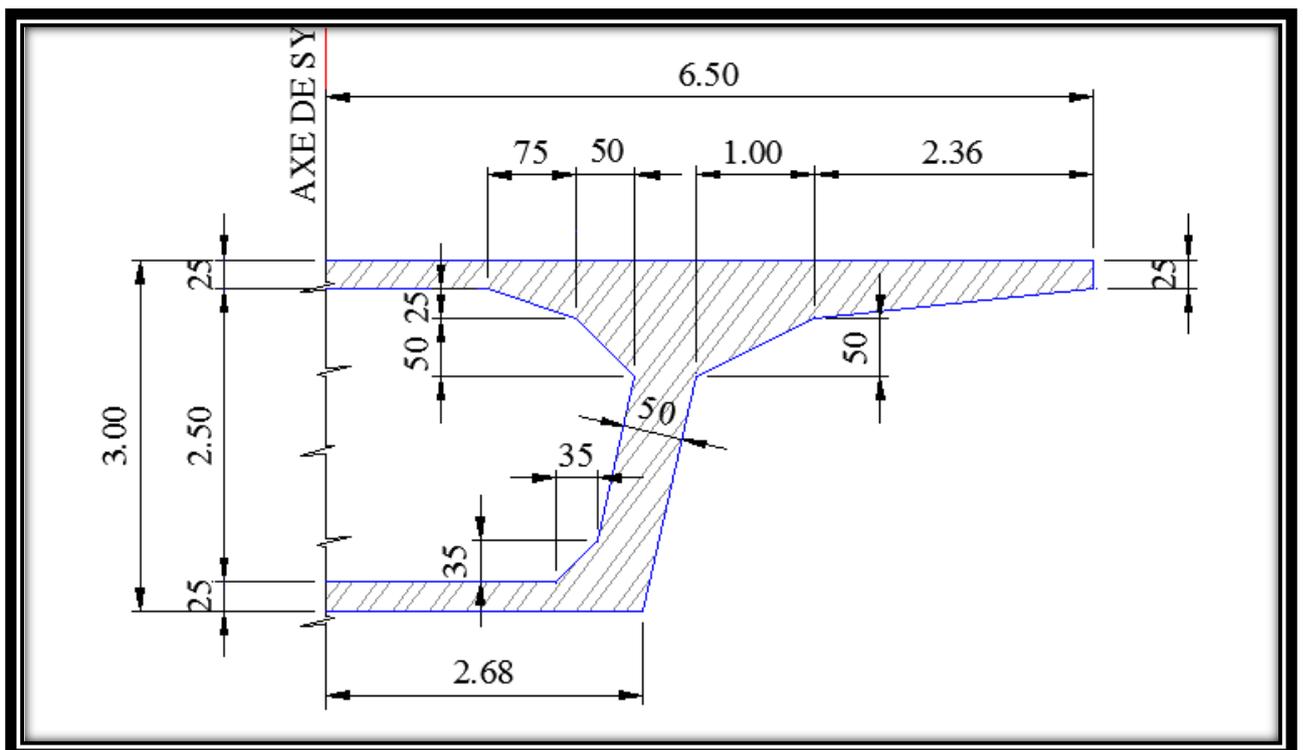


Fig.IV.6 : Demi-coupe vousoir à la clé

***CHAPITRE V :***  
***CARACTÉRISTIQUES***  
***GÉOMÉTRIQUES***

**1. Calcule des caractéristiques géométriques des sections :**

Pour pouvoir calculer les caractéristiques géométriques des sections limites (sur pile et à la clé), composant le tablier, on procédera au découpage de la surface du caisson en une série d'éléments rectangulaires et triangulaires, qui simplifieront les calculs.

La notation utilisée est donnée dans le tableau suivant :

<b>bi</b> : largeur de l'élément		
<b>hi</b> : hauteur de l'élément		
<b>Si</b> : surface de la section	rectangle	$S_i = b_i \times h_i$
	triangle	$S_i = \frac{b_i \times h_i}{2}$
<b>YG<sub>i</sub></b> : position du centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X (axe passant par la base du caisson).		$YG = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i}$
<b>di</b> : position de centre de gravité de l'élément par rapport à l'axe X' (axe passant par le centre de gravité du caisson).		$d_i = YG - YG_i$
<b>I<sub>pi</sub></b> : moment d'inertie de l'élément par rapport à un axe passant par son centre de gravité.	rectangle	$I_{pi} = \frac{b_i \times h_i^3}{12}$
	triangle	$I_{pi} = \frac{b_i \times h_i^3}{36}$
<b>I<sub>pi</sub> (x')</b> : inertie de l'élément par rapport à l'axe X'		$I_{pi} (x') = I_{pi} + d_i^2 * S_i$
<b>I<sub>y</sub></b> : moment d'inertie à la flexion (par rapport à l'axe horizontale passant par G)		$I_y = \sum I_{pi} (x')$
<b>V</b> : la distance du centre de gravité à la fibre Supérieure.		$V = h - YG$
<b>V'</b> : la distance de centre de gravité à la fibre Inferieure.		$V' = YG$
<b>ρ</b> : le rendement géométrique de la section.		$\rho = \frac{IGx}{SVV'}$
<b>C</b> : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.		$C = \rho V$
<b>C'</b> : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau centrale		$C' = \rho V'$

**Tab.V.1 : représentatif des différentes caractéristiques Géométriques**

1.1. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :

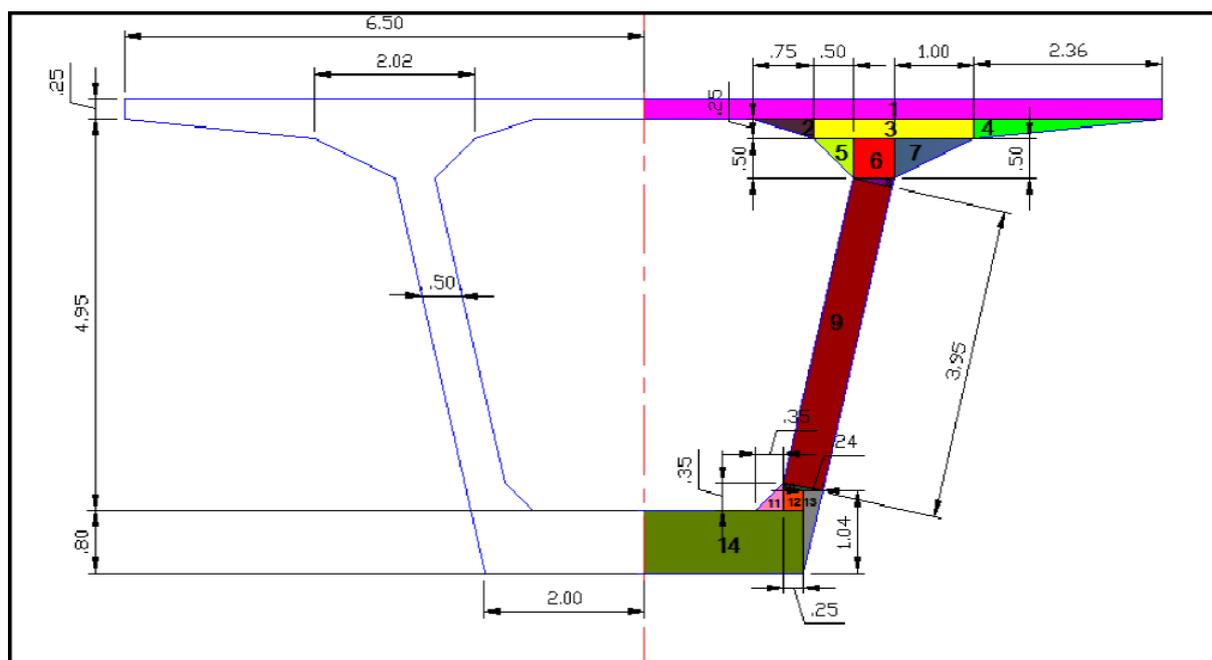


Fig.V.1 : Coupe transversale du voussoir sur pile

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N°	Élément	bi (m)	hi (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	Si x Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	di (m)	Di <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Di <sup>2</sup> x Si (m <sup>4</sup> )	Ipi (m <sup>4</sup> )	Ipi (x') (m <sup>4</sup> )
1		6.5000	0.2500	1.6250	5.8750	9.5469	2.3295	5.4265	8.8181	0.0085	8.8265
2		0.7500	0.2500	0.0938	5.6667	0.5313	2.1212	4.4993	0.4218	0.0003	0.4221
3		2.0200	0.2500	0.5050	5.6250	2.8406	2.0795	4.3243	2.1838	0.0026	2.1864
4		2.3600	0.2500	0.2950	5.6667	1.6717	2.1212	4.4993	1.3273	0.0010	1.3283
5		0.5000	0.5000	0.1250	5.3333	0.6667	1.7878	3.1963	0.3273	0.0017	0.4013
6		0.5200	0.5000	0.2600	5.2500	1.3650	1.7045	2.9053	0.7554	0.0054	0.7608
7		1.0000	0.5000	0.2500	5.3333	1.3333	1.7878	3.1963	0.7991	0.0035	0.8025
8		0.5000	0.1100	0.0275	4.9267	0.1355	1.3812	1.9076	0.0525	0.00002	0.0525
9		0.5000	3.9500	1.9750	3.0200	5.9645	-0.5255	0.2762	0.5454	2.5679	3.1133
10		0.4900	0.1100	0.0270	1.0767	0.0290	-2.4688	6.0952	0.1643	0.00002	0.1643
11		0.3500	0.3500	0.0613	0.9167	0.0561	-2.6288	6.9108	0.4233	0.0004	0.4237
12		0.2500	0.2400	0.0600	0.9200	0.0552	-2.6255	6.8933	0.4136	0.0003	0.4139
13		0.2400	1.0400	0.1248	0.6933	0.0865	-2.8522	8.1349	1.0152	0.0075	1.0227
14		2.0000	0.8000	1.6000	0.4000	0.6400	-3.1455	9.8942	15.8308	0.0853	15.9161
2Σ	/	/	/	14.0585	/	49.8446	/				71.6691

Tab.V.2 : résumés des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

On obtient après calcul :

$$\diamond Y_G = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i} = \frac{49.8446}{14.0585} = 3.546\text{m}$$

$$X_G = 6.50 \text{ m (symétries)}$$

$$S = 14.0585 \text{ m}^2$$

$$I_y = \sum I_{pi} (x') = 71.6691 \text{ m}^4$$

$$V = H - Y_G = 2.454 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 3.546 \text{ m}$$

$$\diamond \rho = \frac{IGx}{SVV'} = \frac{71.6691}{14.0585 \times 2.454 \times 3.546} = 0.586$$

$$C = \rho V = 0.586 \times 2.454 = 1.438 \text{ m}$$

$$C' = \rho V' = 0.586 \times 3.546 = 2.078 \text{ m}$$

### 1.2. Caractéristiques géométriques du caisson sur culée :

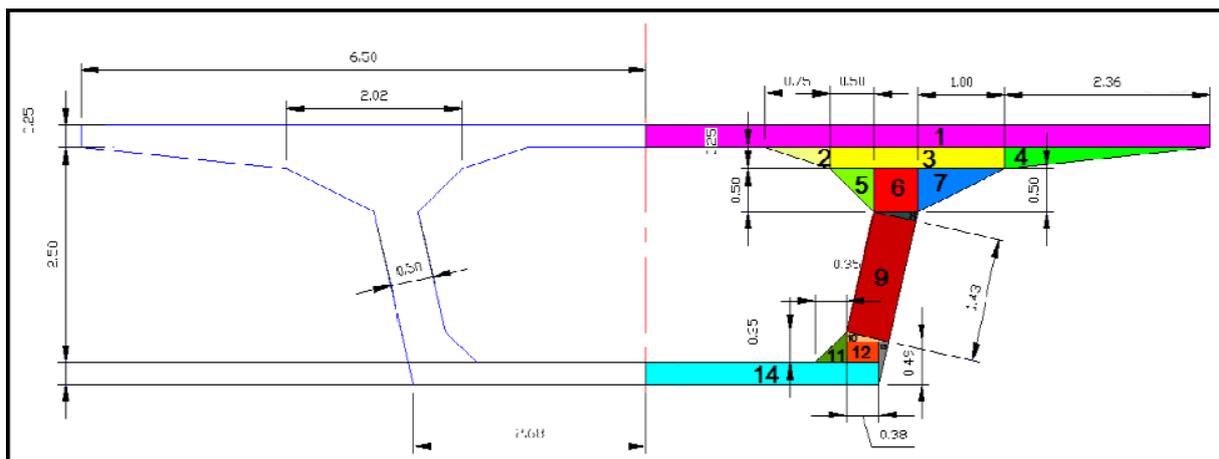


Fig.V.2 : Coupe transversale du voussoir sur culée

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N°	Éléments	bi (m)	hi (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub> (m)	Si x Y <sub>Gi</sub> (m <sup>3</sup> )	di (m)	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m)	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> x Si (m <sup>4</sup> )	Ipi (m <sup>4</sup> )	Ipi (x') (m <sup>4</sup> )
1		6.5000	0.2500	1.6250	2.8750	4.6719	0.8633	0.7454	1.2112	0.0085	1.2197
2		0.7500	0.2500	0.0938	2.6667	0.2500	0.6550	0.4290	0.0402	0.0003	0.0405
3		2.0200	0.2500	0.5050	2.6250	1.3556	0.6133	0.3762	0.1900	0.0026	0.1926
4		2.3600	0.2500	0.2950	2.6667	0.7867	0.6550	0.4290	0.1266	0.0010	0.1276
5		0.5000	0.5000	0.1250	2.3333	0.2917	0.3217	0.1035	0.0129	0.0017	0.0147
6		0.5200	0.5000	0.2600	2.2500	0.5850	0.2383	0.0568	0.0148	0.0054	0.0202
7		1.0000	0.5000	0.2500	2.3333	0.5833	0.3217	0.1035	0.0259	0.0035	0.0293
8		0.5000	0.1100	0.0275	1.9264	0.0530	-0.0853	0.0073	0.0002	0.00002	0.0002
9		0.5000	1.4300	0.7150	1.2458	0.8907	-0.7659	0.5865	0.4194	0.1218	0.5412
10		0.4900	0.1100	0.0270	0.5268	0.0142	-1.4849	2.2048	0.0594	0.00002	0.0594
11		0.3500	0.3500	0.0613	0.3667	0.0225	-1.6450	2.7060	0.1657	0.0004	0.1662
12		0.3800	0.2400	0.0912	0.3700	0.0337	-1.6417	2.6950	0.2458	0.0004	0.2462
13		0.4900	0.1100	0.0270	0.3267	0.0088	-1.6850	2.8392	0.0765	0.0000	0.0765
14		2.6800	0.2500	0.6700	0.1250	0.0838	-1.8867	3.5595	2.3849	0.0035	2.3883
2Σ	/	/	/	9.5452	/	19.2017	/	/	/	/	10.2455

Tab.V.3 : résumés des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.

On obtient après calcul :

$$\diamond Y_G = \frac{\sum Y_G i S_i}{\sum S_i} = \frac{19.2017}{9.5452} = 2.012m$$

**X<sub>G</sub> = 6.50 m (symétries)**

**S = 9.5452 m<sup>2</sup>**

**I<sub>y</sub> = Σ Ipi (x') = 10.2455 m<sup>4</sup>**

**V = H - Y<sub>G</sub> = 0.988 m**

**V' = Y<sub>G</sub> = 2.012 m**

$$\diamond \rho = \frac{I_G x}{S V V'} = \frac{10.2455}{9.5452 \times 0.988 \times 2.012} = 0.540$$

**C = ρ V = 0.540 x 0.988 = 0.534 m**

**C' = ρ V' = 0.540 x 2.012 = 1.086 m**

## 2. Variation des différents paramètres :

L'extrados a une pente de 0.9 % et on a une variation de l'épaisseur du hourdis inférieure, de la hauteur de la poutre, de la section, de l'inertie et de la position du centre de gravité de la section du voussoir

### 2.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$ :

#### ➤ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous, pour lequel on admet :

- L'extrados est rectiligne.
- Sur culée : L'intrados à une hauteur constante égale à  $hc=3.00$  m puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre  $hp=6.00$  m au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale
- La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient **11 voussoirs** courants, de **4 m** de long chacun, sur **44 m**.
- C'est cette longueur «  $L = 44$  m » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs.

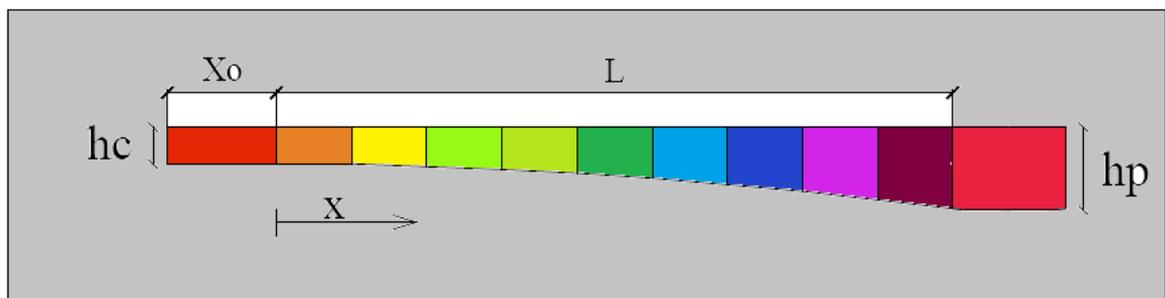


Fig.V.3 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

$$h(x) = hc = 3\text{m} \quad \text{si : } x \leq 0$$

$$\bullet h(x) = hc + (hp - hc) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{si : } 0 < x \leq L$$

$$\bullet h(x) = 3 + 0.00154 x^2 \quad L = 65 - (13.5 + 3 + 4.5) = 44 \text{ m}$$

Avec :

$hp$  : hauteur de la poutre sur pile.

$hc$  : hauteur de la poutre à la culée.

➤ **Travée intermédiaire :**

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

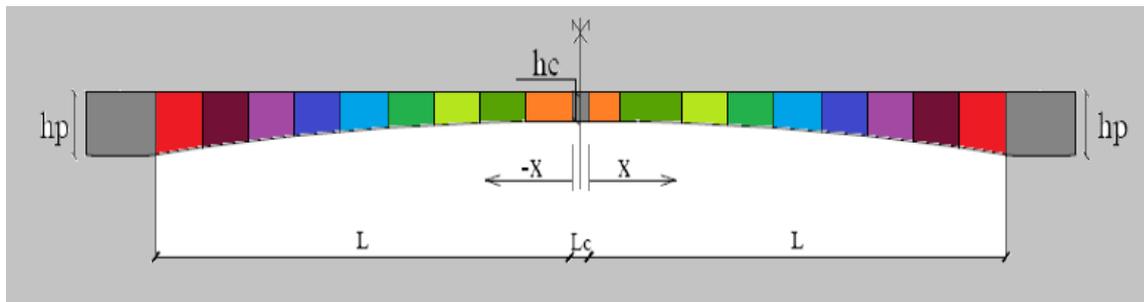


Fig.V.4 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

$$h(x) = hc + (hp - hc) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{si : } 0 < x \leq L$$

$$\bullet h(x) = 3 + 0.00154 x^2 \quad ; L = 50 - (4.5 + 1.5) = 44 \text{ m}$$

$$\bullet h(x) = hc + (hp - hc) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{si : } L \leq x < 0$$

$$\bullet h(x) = 3 + 0.00154 x^2 \quad ; L = 50 - (4.5 + 1.5) = 44 \text{ m}$$

## 2.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure (x) :

➤ **Travée de rive :**

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci-dessous :

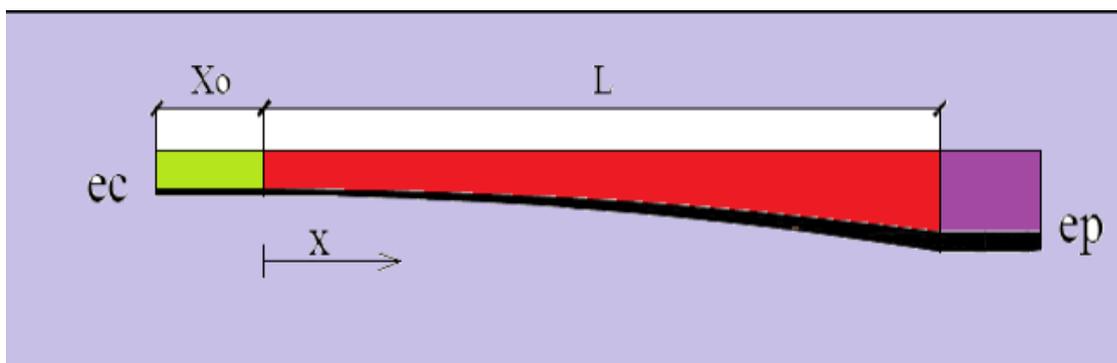


Fig.V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure de la travée de rive

La variation des épaisseurs du hourdis inférieur est donnée par les relations suivantes :

$$e(x) = e_c = 0.25 \text{ m} \quad \text{si : } x \leq 0$$

$$\bullet e(x) = e_p = 0.8 \text{ m} \quad \text{si : } x \geq L$$

$$\bullet e(x) = e_c + (e_p - e_c) (x/L)^2 \quad \text{si : } 0 < x \leq L$$

$$\bullet e(x) = 0.25 + 0.00028 x^2 \quad ; L = 44\text{m}$$

Avec :

$e_c$  : épaisseurs du hourdis sur culée.

$e_p$  : épaisseurs du hourdis sur pile.

### ➤ Travée intermédiaire

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

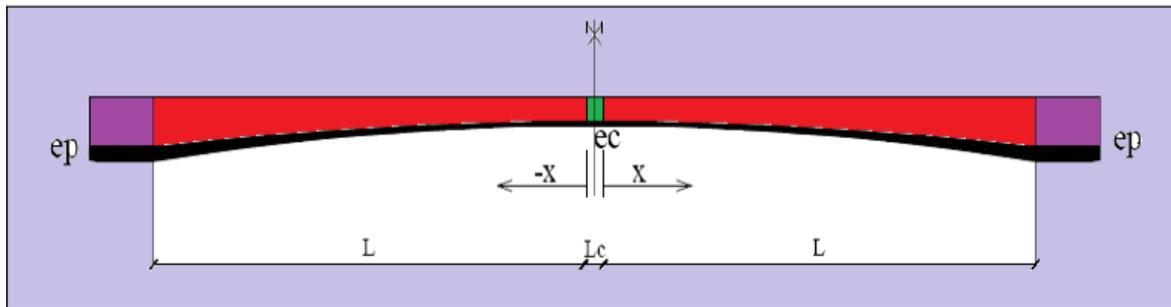


Fig.V.6 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire

$$e(x) = e_c + (e_p - e_c) (x/L)^2 \quad \text{si : } 0 < x \leq L$$

$$\bullet e(x) = 0.25 + 0.00028 x^2 \quad ; L = 44\text{m}$$

$$\bullet e(x) = e_c + (e_p - e_c) (x/L)^2 \quad \text{si : } L \leq x \leq 0$$

$$\bullet e(x) = 0.25 + 0.00028 x^2 \quad ; L = 44 \text{ m}$$

### 2.3. Variation de la section $S(x)$ :

#### ➤ Travée de rive :

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure suivante :

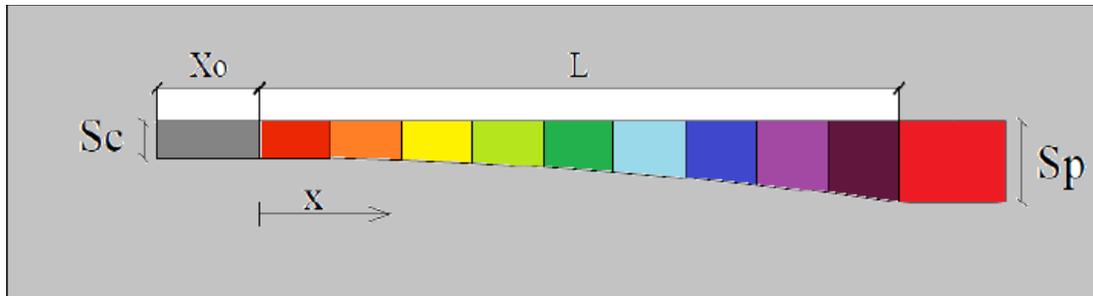


Fig.V.7 : Variation de la section de hourdé inférieure de la travée de rive

- $S(x) = S_c = 9.5452 \text{ m}$  si :  $x \leq 0$
- $S(x) = S_p = 14.0585 \text{ m}$  si :  $x \geq L$
- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x / L)^2$  si :  $0 < x \leq L$
- $S(x) = 9.5452 + 0.00233 x^2$  ;  $L=44\text{m}$

Avec :

$S_c$  : section de la poutre à la culée.

$S_p$  : section de la poutre à la pile.

#### ➤ Travée intermédiaire :

En considérant le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :

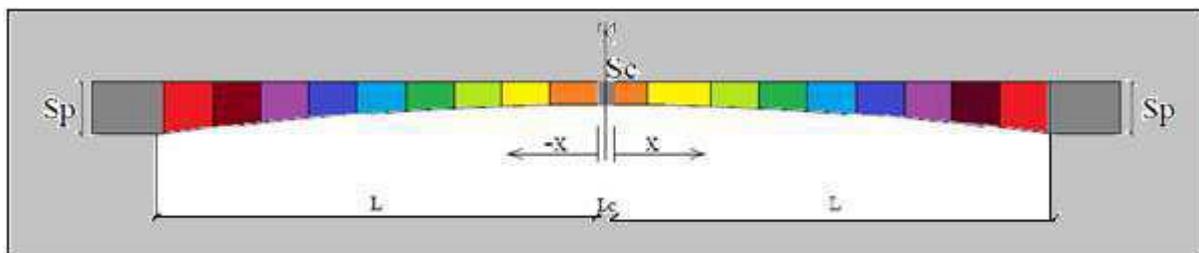


Fig.V.8 : Variation de la section de hourdé inférieure de la travée intermédiaire

La fonction représentative de l'aire de la section est :

- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x / L)^2$  si :  $0 < x \leq L$
- $S(x) = 9.5452 + 0.00233 x^2$  ;  $L=44m$
- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x / L)^2$  si :  $L \leq x \leq 0$
- $S(x) = 9.5452 + 0.00233 x^2$  ;  $L=44m$

#### 2.4. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir :

La variation des (C.D.G) est donnée par les relations suivantes

##### ➤ Travée de rive :

- $Y_G(x) = Y_{GC} = 2.012 \text{ m}$  si :  $x \leq 0$
- $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)^2$  si :  $0 \leq x \leq L$
- $Y_G(x) = 2.012 + 0.00079 X^2$  ;  $L= 44 \text{ m}$

##### ➤ Travée intermédiaire :

- $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)^2$  si :  $0 \leq x \leq L$
- $Y_G(x) = 2.012 + 0.00079 X^2$  ;  $L= 44 \text{ m}$
- $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)^2$  si :  $L \leq x \leq 0$
- $Y_G(x) = 2.0105 + 0.00079 X^2$  ;  $L= 44 \text{ m}$

Avec :

$Y_{Gc} = 2,012 \text{ m}$  position du centre de gravité de la section à la clé

$Y_{Gp} = 3,546 \text{ m}$  position du centre de gravité de la section sur pile

### 2.5. Variation de l'inertie $I(x)$ :

En général, la variation de l'inertie d'une poutre à hauteur variable suit une loi du type  $Kh^B$ ,  $h$  étant la hauteur de la poutre ; cette loi est intermédiaire entre la loi limite  $I = Kh^2$  et la loi de variation d'une section plein et rectangulaire  $I = Kh^3$

L'expérience montre qu'une loi de la forme  $Kh^{5/2}$  conduit à des résultats assez précis par rapport un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

#### ➤ Travée de rive :

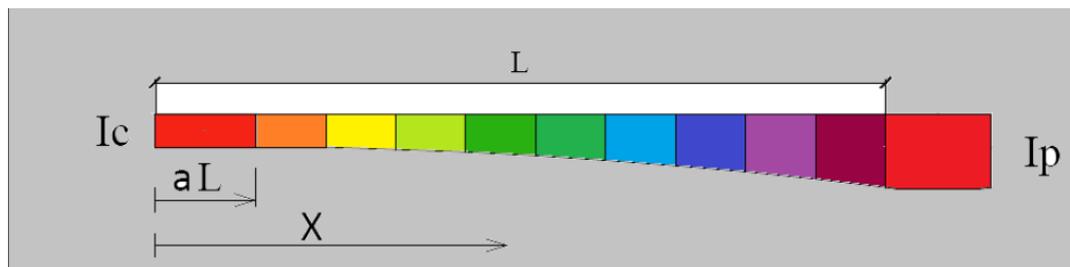


Fig.V.9 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes :

- $I(x) = I_c = 10.2455 \text{ m}^4$  si :  $0 \leq x \leq \alpha L$
- $I(x) = I_c [1 + K (x - \alpha L) / (L - \alpha L)^2]^{5/2}$  si :  $\alpha L \leq x \leq L$
- $I(x) = 10.2455 [1 + 1.177 (\frac{x-15}{29})^2]^{5/2}$

Avec :

$$\alpha L = 15 \text{ m (partie coulée sur cintre)}$$

$$L = 44 \text{ m}$$

$$K = [(I_p/I_c)^{0.4} - 1]$$

$$K = [(71.6691/10.2455)^{0.4} - 1]$$

$$K = 1.177$$

➤ Travée intermédiaire :

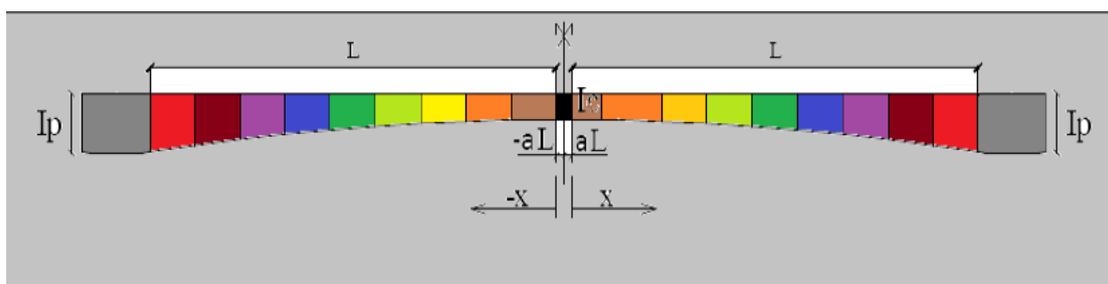


Fig.V.10 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire

- $I(x) = I_c [1 + K (1-2x/L)^2]^{5/2}$  si :  $0 \leq x \leq l$
- $I(x) = 10.2455 [1 + 1.1775(1-0.02x)^2]^{5/2}$  ;  $L= 100$  m

➤ Paramètre de la travée de rive :

Abs (x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	ρ(x)	C(x) (m)	C'(x) (m)
-13.5	3.000	0.250	9.545	2.012	10.2455	0.988	2.012	0.540	0.534	1.086
-3	3.000	0.250	9.545	2.012	10.2455	0.988	2.012	0.540	0.534	1.086
0	3.000	0.250	9.545	2.012	10.2455	0.988	2.012	0.540	0.534	1.086
4	3.024	0.254	9.582	2.024	15.1514	1.000	2.024	0.781	0.781	1.580
8	3.098	0.267	9.694	2.062	13.1033	1.036	2.062	0.633	0.655	1.305
12	3.221	0.290	9.880	2.125	10.7389	1.096	2.125	0.466	0.511	0.990
16	3.394	0.321	10.141	2.214	10.2996	1.180	2.214	0.388	0.457	0.859
20	3.616	0.362	10.477	2.328	11.1657	1.288	2.328	0.355	0.457	0.826
24	3.887	0.411	10.887	2.467	13.4020	1.420	2.467	0.351	0.498	0.866
28	4.207	0.469	11.372	2.631	17.4230	1.576	2.631	0.369	0.581	0.971
32	4.576	0.536	11.931	2.820	23.9574	1.756	2.820	0.405	0.711	1.142
36	4.995	0.613	12.565	3.035	34.0888	1.960	3.035	0.456	0.894	1.384
40	5.464	0.698	13.273	3.276	49.3263	2.188	3.276	0.518	1.133	1.696
44	5.981	0.792	14.056	3.539	71.6439	2.442	3.539	0.589	1.437	2.084
48.5	6.00	0.800	14.058	3.546	71.6691	2.454	3.546	0.586	1.438	2.078

Tab.V.4 : la variation des différents paramètres de 1/2 de la travée de rive.

## ➤ Paramètres de la travée intermédiaire :

Abs (x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	YG(x) (m)	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	$\rho(x)$	C(x) (m)	C'(x) (m)
0	6	0,8	14,058	3,546	71,669	2,454	3,546	0,585	1,438	2,078
4	5,981	0,792	14,056	3,539	71,643	2,442	3,539	0,589	1,437	2,084
8	5,464	0,698	13,276	3,276	49,326	2,188	3,276	0,518	1,134	1,698
12	4,995	0,613	12,565	3,035	34,089	1,96	3,035	0,456	0,894	1,384
16	4,576	0,536	11,931	2,82	23,957	1,756	2,82	0,405	0,712	1,143
20	4,207	0,469	11,372	2,631	17,423	1,576	2,631	0,369	0,582	0,971
24	3,887	0,411	10,887	2,467	13,402	1,42	2,467	0,351	0,498	0,866
28	3,616	0,362	10,477	2,328	11,166	1,288	2,328	0,355	0,457	0,827
32	3,396	0,321	10,141	2,214	10,299	1,182	2,214	0,388	0,458	0,859
36	3,221	0,29	9,88	2,125	10,738	1,096	2,125	0,466	0,511	0,991
40	3,098	0,267	9,694	2,062	13,103	1,036	2,062	0,633	0,655	1,304
44	3,024	0,254	9,582	2,024	15,151	1	2,024	0,781	0,781	1,581
48	3	0,25	9,545	2,012	10,245	0,988	2,012	0,550	0,533	1,086
52	3,024	0,254	9,582	2,024	15,151	1	2,024	0,781	0,781	1,581
56	3,098	0,267	9,694	2,062	13,103	1,036	2,062	0,632	0,655	1,304
60	3,221	0,29	9,88	2,125	10,738	1,096	2,125	0,466	0,511	0,991
64	3,396	0,321	10,141	2,214	10,299	1,182	2,214	0,388	0,458	0,859
68	3,616	0,362	10,477	2,328	11,166	1,288	2,328	0,355	0,457	0,827
72	3,887	0,411	10,887	2,467	13,402	1,42	2,467	0,351	0,498	0,866
76	3,207	0,469	11,372	2,631	17,423	0,576	2,631	1,011	0,582	2,659
80	4,576	0,536	11,931	2,82	23,957	1,756	2,82	0,405	0,712	1,143
84	4,995	0,613	12,565	3,035	34,089	1,96	3,035	0,456	0,893	1,384
88	5,464	0,698	13,276	3,276	49,326	2,188	3,276	0,518	1,134	1,698
92	5,981	0,792	14,056	3,539	71,643	2,442	3,546	0,589	1,437	2,084
96	6	0,8	14,058	3,546	71,669	2,454	3,546	0,585	1,437	2,077

Tab.V.5 : la variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

## 3. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile :

Les différentes caractéristiques données dans le **tableau** sont incorrects, celles-ci ne seront utilisées que pour établir les lois de variation.

En effet, un voussoir sur pile a une section quasiment pleine car la poutre caisson est dotée d'une entretoise robuste qui a pour rôle de la rigidifier à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de la section droite.

Les dimensions réelles sont représentées sur le schéma suivant :



On obtient après calcul :

$$\diamond Y_G = \frac{\sum YG_i S_i}{\sum S_i} = \frac{116.9852}{33.1850} = 3.525 \text{ m}$$

$$X_G = 6.50 \text{ m (symétries)}$$

$$S = 33.1850 \text{ m}^2$$

$$I_y = \sum I_{pi} (x') = 102.6645 \text{ m}^4$$

$$V = H - Y_G = 2.475 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 3.525 \text{ m}$$

$$\diamond \rho = \frac{I_y}{SVV'} = \frac{102.6645}{33.185 \times 2.475 \times 3.525} = 0.355$$

$$C = \rho V = 0.355 \times 2.475 = 0.878 \text{ m}$$

$$C' = \rho V' = 0.355 \times 3.525 = 1.251 \text{ m}$$

***CHAPITRE VI :***  
***CHARGES ET SURCHARGES.***

**Introduction :**

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

**1. Caractéristique du pont :****1.1. Largeur totale  $L_T$  :**

La largeur total est de  $L_T = 13.40\text{m}$

**1.2. La largeur roulable  $L_R$  :**

Est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordure, dans le cas où on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y'a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Dans notre cas  $L_R = 11\text{m}$

**1.3. Largeur chargeable :**

Est déduite de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de sécurité

Dans notre cas  $L_c = 10\text{m}$

**1.4. Classe de pont :**

$L_r \geq 7.00\text{m}$	un pont de 1 <sup>ère</sup> classe.
$5.50\text{m} \leq L_r \leq 7.00\text{m}$	un pont de 2 <sup>ième</sup> classe.
$L_r \leq 5.50$	un pont de 3 <sup>ième</sup> classe

Dans notre cas  $L_r = 11\text{m}$  Pont de 1<sup>ère</sup> classe

**1.5. Nombres de voies de circulation :**

$$N_v = L_c/3 = 10/3 = 3.33$$

$N_v = 3$  voies

**1.6. Largeur de la voie :**

$$L_v = L_c/N_v = 10/3 = 3.33$$

La largeur de la voie est :  $L_v = 3.50\text{ m}$

## 2. Classification des charges :

On distingue deux types de charges, les charges permanentes et les charges variables

### ❖ Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (cuissons, dalle)
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, revêtement)

### ❖ Les charges variables :

Les charges variables comprennent :

- **Les charges d'exploitation** : doivent être classées comme action variable.
- **Les charges climatiques** : essentiellement le vent et la variation de température.
- **Les actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique Algérien spécifique aux ouvrages d'Art (RPOA08).

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

## 3. Calcul des charges permanentes :

### 3.1. Charges permanents (CP) :

C'est le poids propre des éléments porteurs, soit les voussoirs dans notre cas. Il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$G = 2 \times G_1 + 2 \times G_2$$

Tel que : G : poids total du tablier,  
G<sub>1</sub> : poids propre d'une travée de rive,  
G<sub>2</sub> : poids propre de la travée centrale.

Calcul de G<sub>1</sub> :

$$G_1 = G_1^1 + G_1^2 + G_1^3$$

G<sub>1</sub><sup>1</sup> : poids de la partie coulée sur cintre + voussoir de clavage,

G<sub>1</sub><sup>2</sup> : poids de la partie à hauteur variable,

G<sub>1</sub><sup>3</sup> : poids d'un demi-voussoir sur pile.

Donc ;

$$G_1^1 = \gamma b \times S_c \times 16,5 = 2,5 \times 9,5452 \times 16,5 = 393,74 \text{ t}$$

$$G_1^2 = \gamma b \times \int_0^{44} \left( s c + (S p - S c) \left( \frac{x}{L} \right) 2 \right) dx = 2,5 \times 486,15 = 1215,375 \text{ t}$$

$$G_1^3 = \gamma b \times S_p \times 4,5 = 2,5 \times 33,185 \times 4,5 = 373,33 \text{ t}$$

D'où :  $G_1 = 393,74 + 1215,375 + 373,33$   
 $G_1 = 1982,445 \text{ t}$

Calcul de  $G_2$  :

$$G_2 = G_2^1 + G_2^2 + G_2^3$$

$G_2^1$  : poids du voussoir de clavage,

$G_2^2$  : poids de la partie à hauteur variable,

$G_2^3$  : poids de deux demi - voussoirs sur pile.

Donc :

$$G_2^1 = \gamma_b \times S_c \times 3 = 2,5 \times 9,5452 \times 3 = 71,59 \text{ t}$$

$$G_2^2 = 2 \times \gamma_b \times \int_0^{6,5} \left( s_c + (S_p - S_c) \left( \frac{x}{L} \right)^2 \right) dx = 2,5 \times 2 \times 486,15 = 2430,75 \text{ t}$$

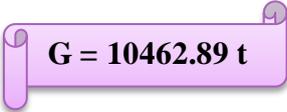
$$G_2^3 = 2 \times \gamma_b \times S_p \times 4,5 = 2 \times 2,5 \times 33,1850 \times 4,5 = 746,66 \text{ t}$$

D'où :  $G_2 = 71,59 + 2430,75 + 746,66$   
 $G_2 = 3249 \text{ t}$

Finalemment :

$$G = 2 \times G_1 + 2 \times G_2$$

$$G = 2 \times 1982,445 + 2 \times 3249$$



$$G = 10462,89 \text{ t}$$

### 3.2. Charges complémentaires permanents (CCP)

Ce sont les éléments non porteurs et les installations fixes.

- ♦ Le revêtement.
- ♦ Les corniches.
- ♦ Les trottoirs.
- ♦ Les garde-corps.
- ♦ Les glissières de sécurité

### 3.3. Le revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1 cm et d'une couche de roulement de 8 cm pour le trafic, avec les densités suivantes 2 t/m<sup>3</sup> et 2,4 t/m<sup>3</sup>

$$P_{rev} = e \times L_r \times \gamma_{BB} = 0,01 \times 11 \times 2 + 0,08 \times 11 \times 2,4 = 2,332 \text{ t/m}$$

$$P_{rev} = 2,332 \text{ t/m}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

Lr : Largeur roulable qui est égale à 11m

$\gamma_{BB}$  : Poids volumique (densité) du béton bitumineux

### 3.4. Poids des trottoirs et corniches :

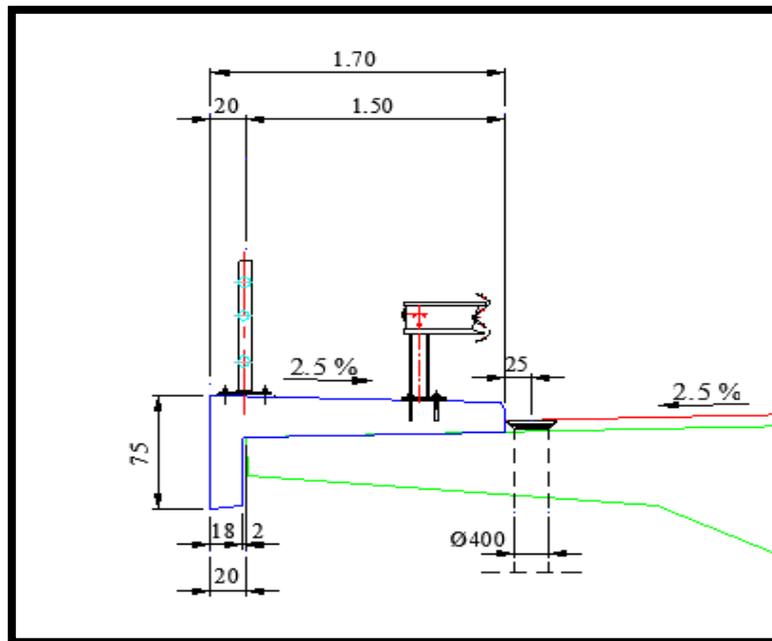


Fig.VI.1 : Coupe transversale des de trottoir avec corniche.

Pour le trottoir de gauche : (**tr+corniche**) =  $2,5 \times 0,441 = 1,1025 \text{ t / ml}$

Pour le trottoir de droite : (**tr+corniche**) =  $2,5 \times 0,201 = 0,5025 \text{ t/ml}$

D'où : **P(tr + cor) = 1.605 t / ml**

#### 3.4.1. Poids des garde-corps :

Sont des barrières métalliques, disposé sur chaque trottoir leurs poids est estimé selon le **fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.**

Sur notre ouvrage on dispose uniquement d'un seul garde-corps (car le trottoir à gauche ne contient pas de garde-corps).

Donc : **Pgc = 0,1 t/ml.**

#### 3.4.2. Poids des glissières de sécurité :

Les glissières de sécurité sont en acier, leurs poids est pris égal à : **Pgl = 0, 06 t/ml**

- Pour deux glissières:  $\Rightarrow \text{Pgl} = 0, 12 \text{ t/ml}$

Donc : 
$$\text{CCP} = P \text{ rev} + \text{Pgl} + \text{Pgc} + \text{P}(\text{tr+cor})$$

$$= 2.332 + 0.12 + 0.1 + 1.605$$

**CCP = 4.157 t / ml**

#### 4. Les surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement des ponts routes sont les suivantes :

- La surcharge de type **A(L)**.
- Système **B (Bc, Bt et Br)**.
- La surcharge militaire **Mc80** et **Mc120**.
- Le convoi exceptionnel **D240**.
- Les surcharges sur les trottoirs

##### 4.1. Système de charge A(L) :

D'après le fascicule 61 titre II, pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus **200 m**, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur **A(L)**, donnée ci-après, par des coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  que nous définirons.

La masse **A(L)** est exprimée en kilogrammes par mètre carré (kg/m<sup>2</sup>) et est donnée en fonction de la longueur chargée, soit :

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

$A_c$  : ( $A(L)$  corrigée) obtenu en majorant  $A(L)$  par les coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$

$$A_c = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(L)$$

- Le coefficient  $\alpha_1$  est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, il est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	-	-	-

Tab VI.1 : Coefficient  $\alpha_1$  fonction du nombre de voies et la classe du pont [Réf.11].

- $\alpha_2$  : coefficient donné par le rapport :  $\frac{V_0}{V}$ 
  - $V_0 = 3,5 \text{ m}$  pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe
  - Pour une voie  $V = 3 \text{ m}$
  - $V$ : largeur de la voie,

$$V = \frac{11}{3} = 3.667$$

Donc :  $\alpha_2 = \frac{3.5}{3.667} = 0.955$

$$\alpha_2 = \frac{3}{3.667} = 0.818$$

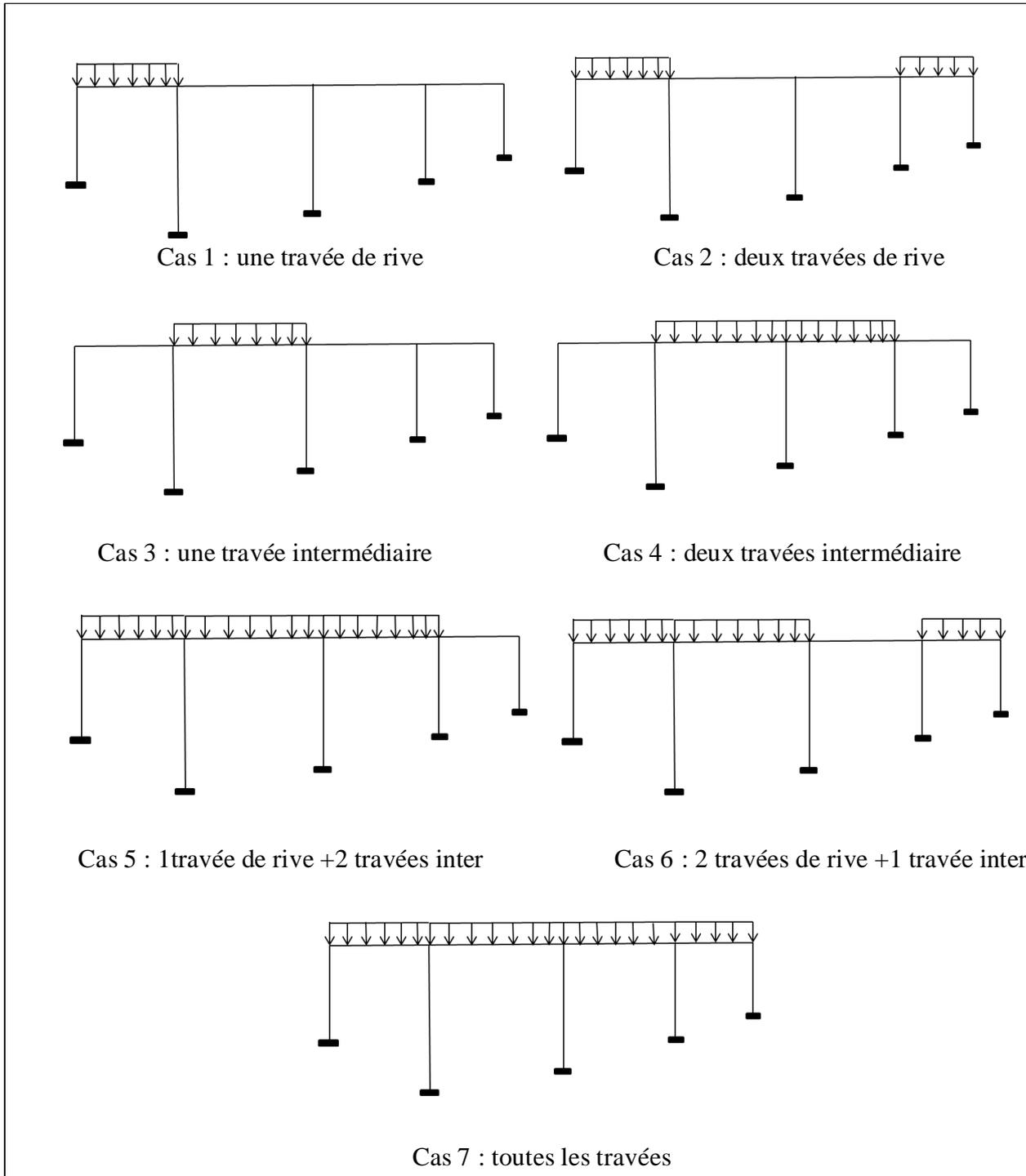
Ce qui donne :  $A_c = 0.9 \times 0.955 A(L) = 0.8595 A(L)$

$$A_c = 0.9 \times 0.818 A(L) = 0.736 A(L)$$

**a) Placement de la charge A(l) sur le tablier :**

Il faut envisager différents cas de chargement possible, pour pouvoir déterminer l'emplacement de la charge A(L), sur les travées, qui donnera les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums. Pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Dans notre cas, nous avons **07 cas** de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :



**Fig.VI.2 : les différents cas du placement de la charge A (l) sur le tablier.**

Les différentes valeurs de A(L) sont données dans le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	A(L) t/m <sup>2</sup>	$\alpha_1$	$\alpha_2$ 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> voie	$\alpha_2$ 3 <sup>ème</sup> voie	Ac t/m <sup>2</sup> 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> voie	Ac t/m <sup>2</sup> 3 <sup>ème</sup> voie	1 voie 3,5 m t/ml	2 voies 7m t/ml	3 voies 10m t/ml
1	65	0,697	0,9	0,955	0,818	0,599	0,513	2,097	2,096	<b>5,131</b>
2	130	0,483	0,9	0,955	0,818	0,415	0,356	1,453	1,453	3,556
3	100	0,551	0,9	0,955	0,818	0,474	0,406	1,658	1,657	4,056
4	200	0,399	0,9	0,955	0,818	0,343	0,294	1,200	1,200	2,937
5	265	0,359	0,9	0,955	0,818	0,309	0,264	1,08	1,08	2,643
6	230	0,379	0,9	0,955	0,818	0,326	0,279	1,14	1,140	2,79
7	330	0,335	0,9	0,955	0,818	0,288	0,247	1,008	1,008	2,466

Tab. VI. 2: Tableau donnant les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge

✓ Le cas le plus défavorable vaut : **5.131 t/ml**, sur la travée de rive de 65 m.

**Remarque :**

L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

**4.2. Système de charge B :**

Le système de charge B comporte trois sous-systèmes de chargement :

- ◆ Sous système **Bc** et **Br** : s'applique à tous les ponts quelle que soit leur classe.,
- ◆ Sous système **Bt** : ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe

**4.2.1. Sous système de charge Bc :**

Un camion type du sous-système **Bc** comporte trois essieux, tous à deux roues simples munies de pneumatiques et répond aux caractéristiques suivantes :

- ◆ Masse totale .....**30 t**
- ◆ Masse portée par chacun des deux essieux arrière ..... **12 t**
- ◆ Masse portée par l'essieu avant ..... **6t**
- ◆ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ..... **4,5 m**
- ◆ Distance entre les deux essieux arrière ..... **1,5 m**
- ◆ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....**2m**
- ◆ Longueur d'encombrement.....**10,50 m**
- ◆ Largeur d'encombrement.....**2,50 m**
- ◆ Surface d'impact d'une roue arrière: carré de **0,25 m** de côté.
- ◆ Surface d'impact d'une roue avant: carré de **0,20 m** de côté

**a. Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximum de files que l'on peut disposer est 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.

**b. Disposition dans le sens longitudinal :**

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

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

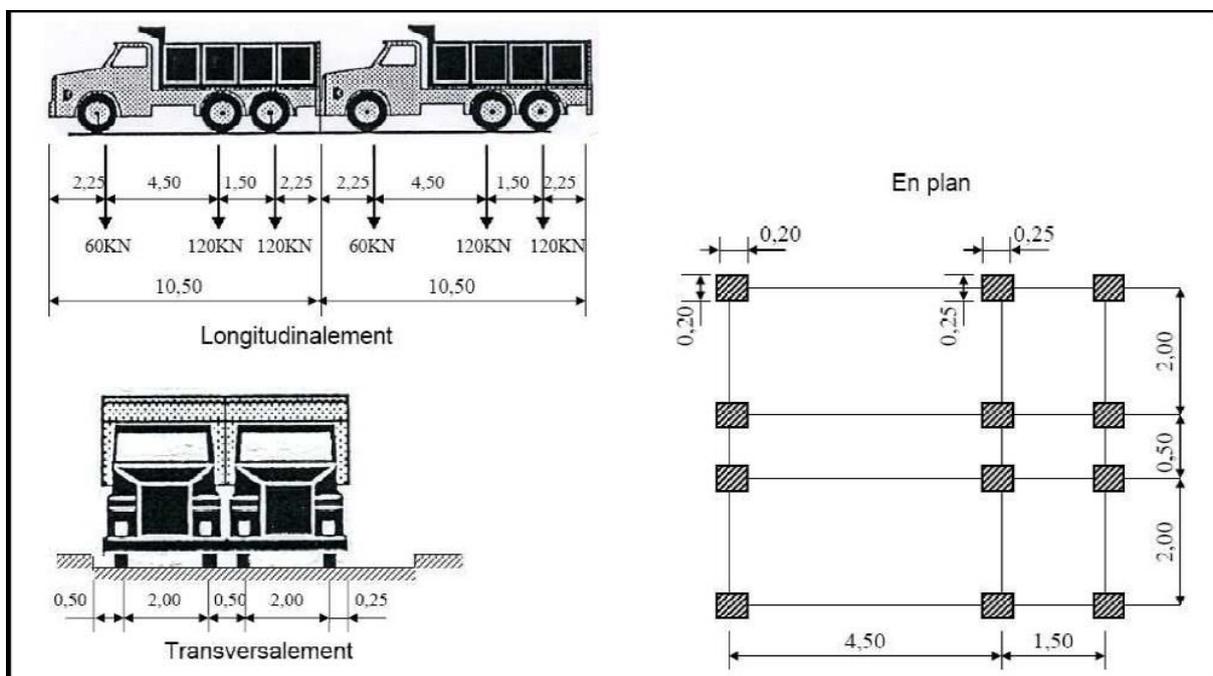


Fig. VI.3 : Dimensions du sous-système Bc. [Réf.11].

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du sous-système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc** qui est donné dans le tableau suivant :

Nombre de file		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	1	0,8	-	-	-

Tab.VI.3 : Valeurs de bc en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée [Réf.11].

**c. Coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :**

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad [\text{Réf.11}]$$

**L** : Longueur de la travée.

**G** : La charge permanente de l'ouvrage.

**S** : La charge B maximale.

➤ **Calcul du coefficient dynamique :**

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc, qui est fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées

$$S = \eta \times 30 \times bc$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{nombre de camion} \\ \text{un camion} = 30t \end{array} \right.$

Les valeurs de **S** et de  $\delta$  pour les différents cas de la charge **Bc** sont données par le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	G(t)	bc	bc	bc	S(t)	S(t)	S(t)	$\delta$	$\delta$	$\delta$
1	65	1982,445	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,034	1,038	1,041
2	130	3964,89	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,018	1,02	1,021
3	100	3249	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,022	1,025	1,027
4	200	6498	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,011	1,013	1,014
5	265	8480,445	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,009	1,01	1,01
6	230	7213,89	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,01	1,011	1,012
7	330	10462,89	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,007	1,008	1,008

**Tab. VI.4 : Calcul des valeurs de S et  $\delta$  pour les différents cas de charge Bc.**

**4.3. Sous système de charge Bt :**

Le système **Bt** se compose de deux essieux, appelé essieux tandems, les essieux sont à roues simples munies de Pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant **80KN**) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure **0,60 m** et le coté longitudinale **0,25m**. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de **3m** de large.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée,

les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- ♦ Masse totale ..... 32 t
- ♦ Masse portée par chaque essieu est .....16 t
- ♦ Distance des deux essieux est de.....1,35 m
- ♦ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de .....2 m.

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe  
Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous :

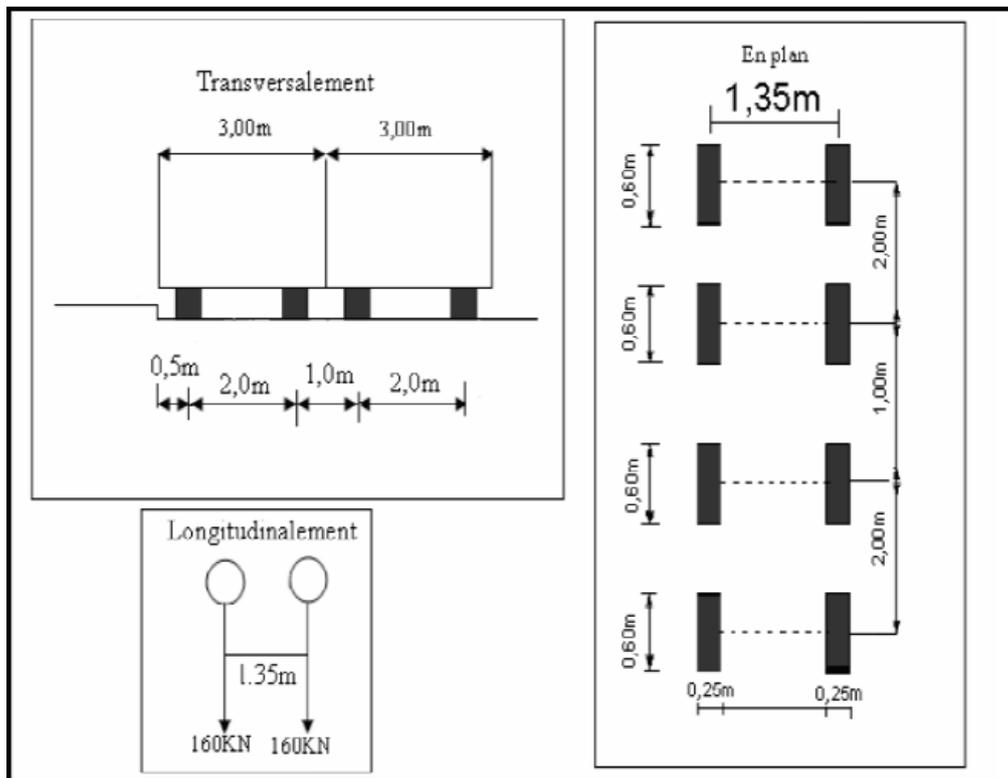


Fig .VI.4 : dimensions du sous - système Bt. [Réf.11].

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système **Bt** prises en compte sont multipliées par le coefficient **bt** qui est donné dans le tableau suivant :

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient bt	1	0,9

Fig.VI.5 : Valeurs du coefficient bt [Réf.11].

Les surcharges du sous-système Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

$$S = \eta \times 32 \times bc$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{nombre de camion} \\ \text{un camion} = 30t \end{array} \right.$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	G(t)	bt 1 file	S(t) 1 file	S(t) 2files	$\delta$ 1 file	$\delta$ 2 files
1	65	1982,445	1	32	64	1,03	1,03
2	130	3964,89	1	32	64	1,02	1,02
3	100	3249	1	32	64	1,02	1,02
4	200	6498	1	32	64	1,01	1,01
5	265	8480,445	1	32	64	1,01	1,01
6	230	7213,89	1	32	64	1,01	1,01
7	330	10462,89	1	32	64	1,01	1,01

Tab. VI.6 : Calcul des valeurs de S et  $\delta$  pour les différents cas de charge Bt

#### 4.4. Sous système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système **Br**, porte une charge de **10 t**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,6m** et le coté longitudinal **0,3 m**, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

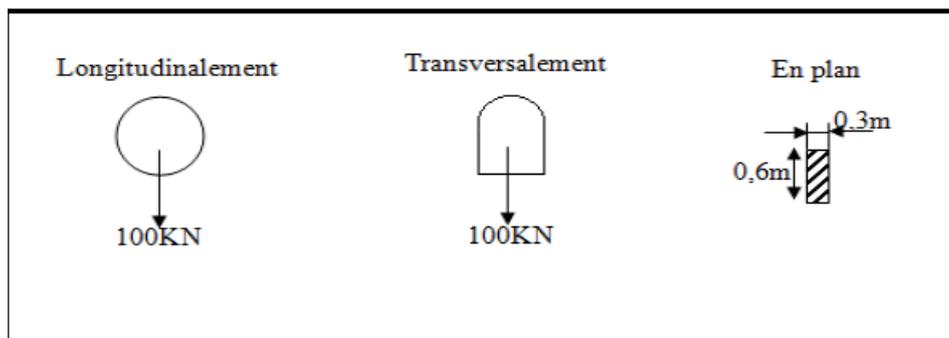


Fig.VI.5 : Dimensions du sous - système Br [Réf.11].

Les surcharges du sous-système Br sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

$$S = \eta \times 10 \times br$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{nombre de camion} \\ \text{un camion} = 10 \text{ t} \end{array} \right.$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S(t)	$\delta$
1	65	1982,445	10	1,0293
2	130	3964,89	10	1,0152
3	100	3249	10	1,0195
4	200	6498	10	1,01
5	265	8480,445	10	1,0076
6	230	7213,89	10	1,0087
7	330	10462,89	10	1,0061

Tab. VI.7 : Calcul des valeurs de S et  $\delta$  pour les différents cas de charge Br

## 5. Surcharge militaires:

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter la circulation de véhicules militaires du type **Mc80** et **Mc120**. Ces convois sont susceptibles d'être, dans certains cas, plus défavorables que ceux définis précédemment

### 5.1. Système de charge militaire Mc80 :

Un véhicule type du système **Mc80** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

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

**Dans le sens longitudinal** : le nombre de véhicules n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

- ♦ Poids totale .....**72 t.**
- ♦ Longueur d'une chenille ..... **4,90 m.**
- ♦ Largeur d'une chenille .....**0,85 m.**
- ♦ Distance d'axe en axe de deux chenilles ..... **2,80 m.**

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé :

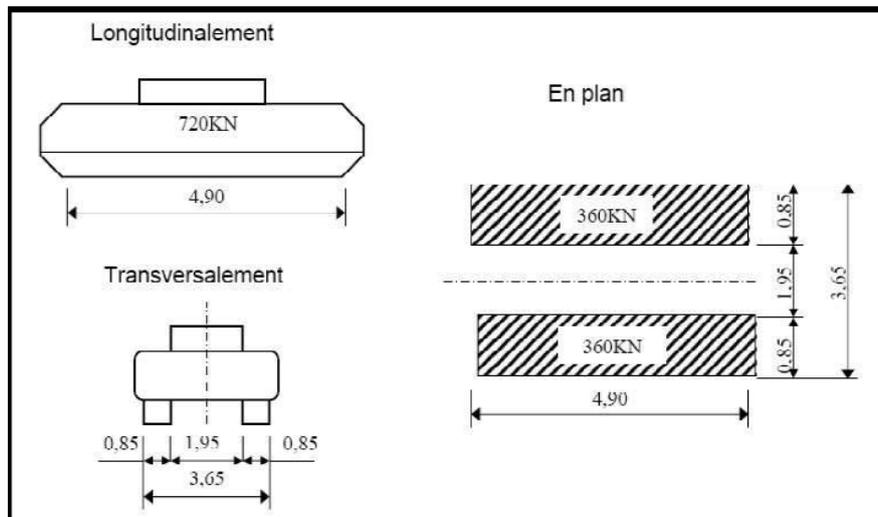


Fig.VI.6 : Les dimensions du système Mc80 [Réf.11].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	G(t)	n	S(t)	$\delta$
1	65	1982,445	2	144	1,039
2	130	3964,89	4	288	1,026
3	100	3249	3	216	1,029
4	200	6498	6	432	1,02
5	265	8480,445	5	360	1,014
6	230	7213,89	7	504	1,019
7	330	10462,89	10	720	1,016

Tab. VI.8 : calcul des valeurs de S et de  $\delta$  pour les différents cas de charge Mc80

### 5.2. Système de charge militaire Mc<sub>120</sub> :

Un véhicule type du système Mc<sub>120</sub> comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

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

**Dans le sens longitudinal** : le nombre de véhicules n'est pas limité mais la distance entre deux véhicules successifs est limitée à 36,60m

- ♦ Masse totale est de ..... **110 t**
- ♦ Longueur d'une chenille est de..... **6,10 m**
- ♦ Largeur d'une chenille est égale à.....**1,0 m**
- ♦ Distance d'axe en axe des deux chenilles est de .....**3,30 m**

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

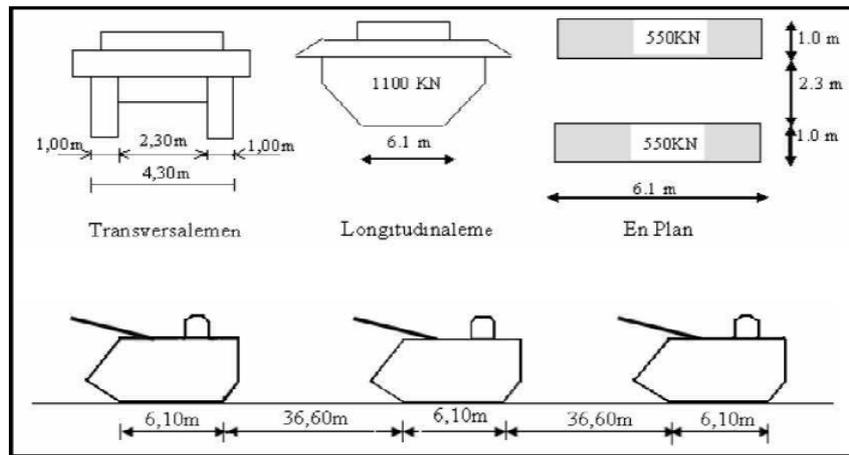


Fig.VI.7 : Les dimensions du système Mc120 [Réf.11].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	G(t)	n	S(t)	$\delta$
1	65	1982,445	2	220	1,045
2	130	3964,89	4	440	1,031
3	100	3249	3	330	1,034
4	200	6498	6	660	1,025
5	265	8480,445	5	550	1,017
6	230	7213,89	7	770	1,024
7	330	10462,89	10	1100	1,021

Tab. VI.9 : Calcul des valeurs de S et  $\delta$  pour les différents cas de la surcharge  $M_{c120}$

### 5.3. Charges exceptionnelles convoi D<sub>240</sub> :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois lourds exceptionnels. Le convoi type **D240** comporte une remorque supportant **240 t** (une remorque de trois éléments de **4 lignes à 2 essieux de 240 t** de poids total), ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2m** de large et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égal à **12,9 t/ml**.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toute autre charges).

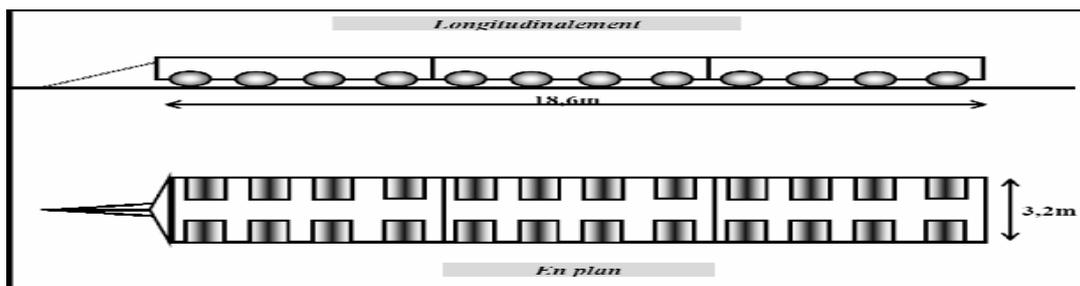


Fig.VI.8 : Les dimensions du système D240 [Réf.11].

**Remarque :**

Il faut multiplier les valeurs des charges trouvées pour chacun des systèmes (B et M) par le coefficient dynamique  $\delta$ , [Réf.11].  
Les charges exceptionnelles D240 ne sont pas frappées de majorations pour effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (Vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

**6. Efforts de freinage [Réf.11] :**

Les charges de chaussée, des systèmes A et B (Bc uniquement), sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre des sens de circulation. Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.  
Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinage sont traités comme les charges des systèmes A et B.

**a) Effort dû au système A(l) :**

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$F_{A(0)} = \frac{1}{20+0,0035 S} A(l) = 0,02303t = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A(l) = A_c = 0,5131 \text{ t/m}^2 \quad \text{« corrigée »} \quad (\text{chargement de cas le plus défavorable}) \\ S : \text{ surface chargée par m}^2 \quad \quad \quad S = L * LC = 65 * 10 = 650 \text{ m}^2 \\ L = 65 \text{ m} : \text{ désigne la longueur de la travée considérée.} \end{array} \right.$$

**b) Effort de freinage correspondant à Bc:**

Chaque essieu d'un camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable :

- ♦ Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques.
- ♦ Les coefficients bc ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

Donc:  $F_{Bc} = B_c = 30 \text{ t}$

**7. Force centrifuge :**

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système Bc dans les conditions suivantes :

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques. il y a lieu également de tenir compte des coefficients bc

• En désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_c = \frac{(R+150)Bc}{(6R+350)b} & \text{si } R \leq 400\text{m} \\ F_c = \frac{80 Bc}{R} & \text{si } R > 400 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas **R= 1200 m** > 400 m.  $\longrightarrow$   $F_c = \frac{80 Bc}{R} = \frac{80 (30 \times 6) \times 1.2 \times 1.032}{1200} = 14.86 \text{ KN}$

(La partie courbée se trouve dans la travée de rive 65 m **bc=1,2** et  $\delta = 1,032$ )

### 8. Surcharges sur les trottoirs [Réf.11] :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on peut les assimiler à des charges réparties de **1,5 kN/m<sup>2</sup>** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 kN/m<sup>2</sup>** pour celle de la flexion locale.

Les diverses charges sur les trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour les effets dynamique.

#### 8.1. Charges locales :

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier, dans le sens transversal on applique une charge uniforme de **0,45 t/m<sup>2</sup>**. Dans notre cas, c'est le trottoir de droite qui est uniquement chargé.

Soit:  $St = 0,45 \times 1,50 = 0,675 \text{ t/ml.}$

#### 8.2. Charges générales :

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. On applique sur les trottoirs une charge uniforme de **0,15 t/m<sup>2</sup>** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Seul le trottoir de droite pourra être chargé.

Soit :  $St = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml}$

### 9. Le Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

Ces efforts sont introduits dans les calculs comme des pressions statiques appliquées aux surfaces frappées.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale Selon « le fascicule 61-titre II » à :

- |   |  |
|---|--|
| { | <b>P = 2 KN/ m<sup>2</sup></b> pour les ouvrages en service.   |
|   | <b>P = 1,25 KN/ m<sup>2</sup></b> pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois. Ce qui est le cas de notre ouvrage |
|   | <b>P = 1 kN/m<sup>2</sup></b> pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois.                                  |

### 10. Effet du gradient thermique :

En dehors de toute sollicitation extérieure, trois causes interviennent dans l'évolution des déformations d'un pont en béton précontraint : le retrait, le fluage et les variations de la température. A l'échelle de la journée, elles sont totalement masquées par les déformations thermiques dont l'amplitude des variations est bien plus importante.

Les variations de la température constituent l'une des causes pouvant entraîner des désordres sur un pont et peuvent avoir des conséquences néfastes sur le fonctionnement et la longévité des ponts. Ils peuvent être « très préjudiciables » lorsque l'ouvrage est en phase de construction. En effet, l'ouvrage n'étant que partiellement construit et n'ayant pas encore un revêtement sur sa surface supérieure, il peut subir un gradient thermique important. Car le revêtement absorbe et conserve une partie de l'énergie thermique et qui, de ce fait, joue un rôle d'isolant pour la structure portante.

Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique  $\Delta T = 6 \text{ }^\circ\text{C}$ , valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.

### 11. Le séisme [Réf.10] :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

- ◆ Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art **RPOA** ( $A=0.2 G$ )
- ◆ Notre ouvrage est classé en **zone IIa sismicité moyenne**

#### ➤ Les combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

➤ **Les coefficients de majoration :**

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1,00
Surcharge A(L)	1,60	1,20
Système B	1,60	1,20
Mc120	1,35	1,00
D240	1,35	1,00
Gardient thermique ( $\Delta T^\circ$ )	0,00	0,50
Vent (W)	1,50	1,00
Surcharge sur les trottoirs (St)	1,60	1,00
Freinage (Ft)	1,60	1,20
Séisme horizontal (Ex,Ey)	1,35	1,00
Séisme verticale (Ez)	1,00	1,00

Tab.VI.10 : Les différents coefficients de majoration [Réf.2].

Les actions mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives.

➤ **Les combinaisons d’actions :**

Les combinaisons d’actions sont données dans le tableau suivant :

Action prépondérantes	Numéro de la combinaison	combinaison
ELU	1	1,35G+1,6(A(L)+St)
	2	1,35G+1,6(Bc+St)
	3	1,35G+1,6(Bt+St)
	4	1,35G+1,35 Mc120
	5	1,35G+1,35 D240
	6	1,35G+1,5W
	7	1,35G+1,35Ex
	8	1,35G+1,35Ey
	9	0,8G+Ez
ELS	10	G+1,2(A(L)+St)
	11	G+1,2(Bc+St)
	12	G+1,2(Bt+St)
	13	G+Mc120
	14	G+D240
	15	G+1,2(A(L)+St)+0,5 $\Delta T$
	16	G+1,2(Bc+St)+0,5 $\Delta T$
	17	G+Mc120+0,5 $\Delta T$
	18	G+D240+0,5 $\Delta T$
	19	G+W

Tab. VI. 13 : Combinaisons d’actions à l’ELU et l’ELS [Réf.2].

***CHAPITRE : VII***  
***ETUDE LONGITUDINALE***

## INTRODUCTION :

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

L'étude longitudinale revient donc à étudier le pont selon un modèle de poutre.

En générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord étudié dans le sens longitudinal selon un modèle de poutre, puis on s'intéresse au sens transversal pour mieux apprécier son comportement.

Donc le recours aux méthodes numériques est indispensable afin de bien réaliser notre étude, pour cela nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** conçu spécialement pour l'étude et le dimensionnement de différentes structures de génie civil.

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés en phase de construction puis en phase de service.

### VII.1. Etude longitudinale en construction :

Les différentes phases de calcul, correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, dont il y'a lieu de déterminer les sollicitations les plus défavorables. La cinématique de construction d'un tablier de pont construit en encorbellement est bien illustrée dans « le chapitre II ».

#### VII.1.1.étude du fléau :

##### VII.1.1.1. Actions à prendre en compte : (SETRA [Réf.6])

Les charges à prendre en compte, pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution.

##### a. Charges permanentes :

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur la figure suivante :

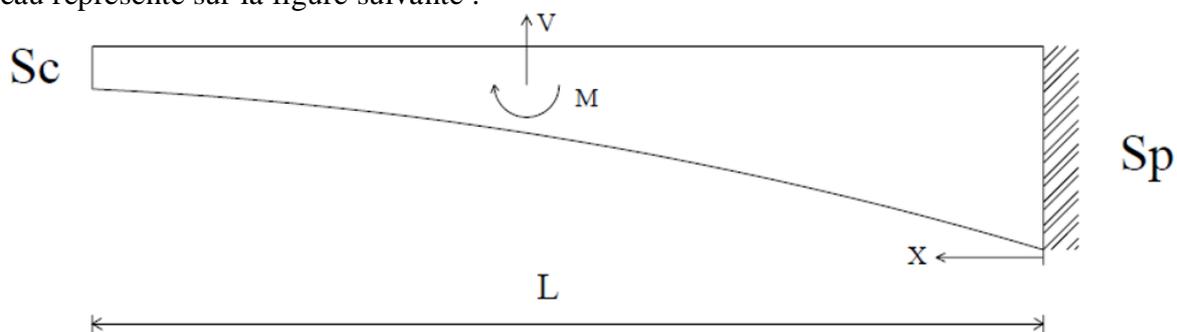


Fig.VII.1 : Efforts dus au poids propre.

**b. Charges variables d'exécution :**

On distingue deux types de charges variables :

➤ **Charges de chantier aléatoires :**

Une charge répartie  $Q_{pra1} = 0,05 \text{ t/m}^2$ , appliquée sur un demi fléau.

Une charge concentrée  $Q_{pra2} = 5 + 0,5B = 5 + 0,5 \times 13 = 11,5 \text{ t}$  (B : largeur du hourdis supérieur) appliquée en bout de fléau, représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

➤ **Charge de chantier connue :**

C'est une charge concentrée notée  $Q_{prc1} = 55 \text{ t}$ , appliquée sur l'avant dernier voussoir, elle représente le poids d'un équipage mobile.

**c. Effet du vent :**

D'après le fascicule 61 titre II, l'effet du vent est une charge verticale orientée de bas en haut appliquée sur un demi fléau, elle vaut  $Q_w = 0,125 \text{ t/m}^2$ .

**d. Action accidentelle :**

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. Cette surcharge est égale à deux fois celle de l'équipage mobile donc :

$$FA = - 2 \times Q_{prc1}.$$

$$FA = -2 \times 55 = - 110 \text{ t}$$

**VII.1.1.2. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :**

Quand :  $0 \leq x \leq 4.5$

Le poids propre est  $G(x) = 373.33 \text{ t}$

Quand :  $4.5 \leq x \leq 48.5 \text{ (m)}$

-La variation de la section est défini par :

$$S(x) = S_p - 2 (S_p - S_c) x/l + (S_p - S_c) (x/l)^2$$

-La variation du poids propre (par mètre linéaire) :

$$G(x) = \gamma_b S(x) = \gamma_b x [S_p - 2(S_p - S_c)(x/l) + (S_p - S_c)(x/l)^2] \quad \gamma_b = 2.5 \text{ t}$$

-Effort tranchant :

$$V(x) = \gamma_b x [S_p (1 - x) - (S_p - S_c)(\frac{l^2 - x^2}{l}) + (S_p - S_c)(\frac{l^3 - x^3}{3l^2})^2]$$

-Moment fléchissant:

$$M(x) = \gamma b \left[ -\frac{Sp(1-x)^2}{2} + (Sp - Sc) (1-x)^2 \left(\frac{2l+x}{3l}\right) - (Sp - Sc)(1-x)^2 \left(\frac{3l^2+2lx+x^2}{12l^2}\right) \right]$$

**VII.1.1.3. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :**

a. Surcharges de chantier :

$$Q_{pra1} = 0.05 \times 13 = 0.65$$

$$M(x) = 0.65 \left( -\frac{x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right)$$

$$V(x) = 0.65 (l-x)$$

b. Surcharges dus au vent :

$$Q_w = 0.125 \times 13 = 1.625 \text{ t}$$

$$M(x) = 1.675 \left( \frac{x^2}{2} - xl + \frac{l^2}{2} \right)$$

$$V(x) = 1.675(l-x)$$

**VII.1.1.4. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :**

a. Surcharges concentré :

$$Q_{pra2} = 11.5 \text{ t}$$

$$M(x) = 11.5 (l-x) \quad \text{avec : } l=44.5$$

$$V(x) = 11.5 \text{ t}$$

b. Surcharges d'équipage mobile :

$$Q_{prc1} = 55 \text{ t}$$

$$M(x) = 55(x-l) \quad \text{avec : } l=46.5$$

$$V(x) = 55 \text{ t}$$

c. Surcharges accidentelles :

$$F_a = -110 \text{ t}$$

$$M(x) = -110(x-l) \quad \text{avec : } l=46.5 \text{ m}$$

$$V(x) = -110$$

**VII.1.2. Les différents cas de charges :**

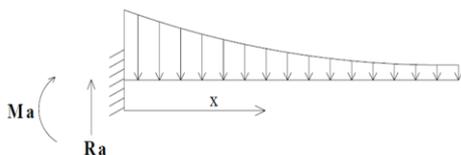


Fig.VII.2 : Poids propre du demi-fléau

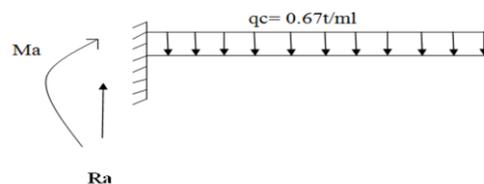


Fig.VII.3 : Surcharge de chantier.



Fig.VII.4 : Surcharges concentrées.

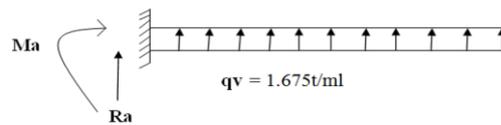


Fig.VII.5 : Surcharges de vent.

❖ Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

Sections	Poids propre		Surcharge répartie de chantier		Surcharge concentré		Equipage mobile		Surcharge répartie de vent		Surcharge accidentelles	
	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m
0	98720,3	-39650,11	32,49	-788	11,5	-511,7	55	-2557,5	-81,24	1970,01	-110	5115
4,5	81443,9	-30946,44	29,48	-648,5	11,5	-460	55	-2310	-73,7	1621,4	-110	4620
8,5	67480,9	-24449,97	26,8	-536	11,5	-414	55	-2090	-67	1340	-110	4180
12,5	54829,6	-18979,58	24,12	-434,2	11,5	-368	55	-1870	-60,3	1085,4	-110	3740
16,5	43490,2	-14413,05	21,44	-343,1	11,5	-322	55	-1650	-53,6	857,6	-110	3300
20,5	33462,6	-10641,03	18,76	-262,6	11,5	-276	55	-1430	-46,9	656,6	-110	2860
24,5	24746,8	-7567,053	16,08	-192,9	11,5	-230	55	-1210	-40,2	482,4	-110	2420
28,5	17342,8	-5107,498	13,4	-134	11,5	-184	55	-990	-33,5	335	-110	1980
32,5	11250,6	-3191,615	10,72	-85,8	11,5	-138	55	-770	-26,8	214,4	-110	1540
36,5	6470,27	-1761,516	8,04	-48,2	11,5	-92	55	-550	-20,1	120,6	-110	1100
40,5	3001,71	-772,176	5,36	-21,4	11,5	-46	55	-330	-13,4	53,6	-110	660
44,5	844,949	-191,436	2,68	-5,3	11,5	0	55	-110	-6,7	13,4	-110	220
48,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab.VII.1 : Les résultats de chaque effort

### VII.1.3. Combinaisons d'actions : (SETRA [Réf.6])

On distingue deux types de combinaison de charges en phase de construction :  
 Combinaison en situation temporaire de construction (type A),  
 Combinaison accidentelle de construction (type B).

#### VII.1.3.1. Combinaisons en situation temporaire de constructif :

On considère que la phase la plus défavorable est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire.

Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir  
 Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\begin{cases} A1: 1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1max} + Q_{prc1min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w). \\ A2: 0,9(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1max} + Q_{prc1min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w). \end{cases}$$

Avec :

$$G_{min} = 0$$

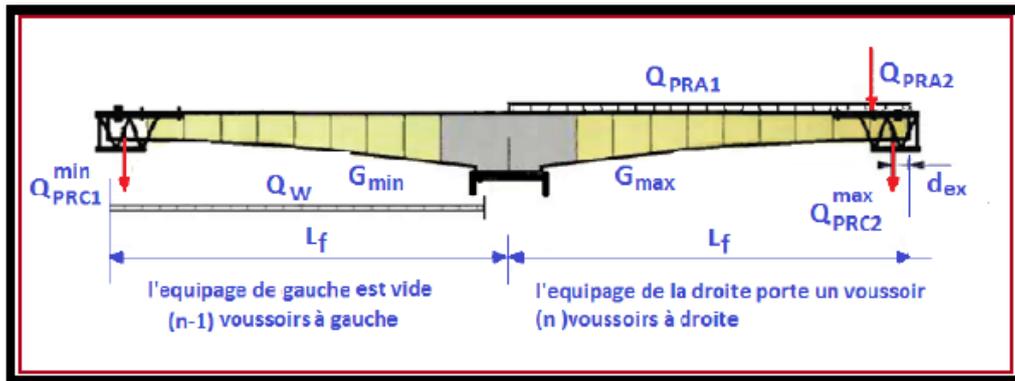


Fig.VII.6 : Combinaisons en situation temporaire [Réf.6]

❖ Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire :

A1	$1.1(M_{G_{max}}+M_{G_{min}})$ t.m	$1.25(M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv})$ t.m	$M_{comb}$ (t.m)
0	-43615	-2359,055	-45974,2
4,5	-34041	-2246,45	-36287,5
8,5	-26895	-2125	-29020
12,5	-20878	-1983,45	-22861
16,5	-15854	-1821,8	-17676,2
20,5	-11705	-1640,05	-13345,2
24,5	-8323,8	-1438,2	-9761,96
28,5	-5618,2	-1216,25	-6834,5
32,5	-3510,8	-974,2	-4484,98
36,5	-1937,7	-712,05	-2649,72
40,5	-849,39	-429,8	-1279,19
44,5	-210,58	-127,45	-338,03
48,5	0	0	0

A2	$0,9(M_{G_{max}}+M_{G_{min}})$ t.m	$1,25(M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv})$ t.m	$M_{comb}$ (t.m)
0	-35685	-1699	-37384
4,5	-27852	-1617	-29469
8,5	-22005	-1530	-23535
12,5	-17082	-1428	-18510
16,5	-12972	-1312	-14283
20,5	-9576,9	-1181	-10758
24,5	-6810,3	-1036	-7845,9
28,5	-4596,7	-875,7	-5472,4
32,5	-2872,5	-701,4	-3573,9
36,5	-1585,4	-512,7	-2098
40,5	-694,96	-309,5	-1004,4
44,5	-172,29	-91,76	-264,06
48,5	0	0	0

Tab.VII.2 : Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation temporaire

VII.1.3.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B):

La situation correspond à la chute d'un équipage mobile, donc l'ouvrage doit pouvoir résister à cette chute.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\begin{cases} B1: 1, 1(G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{prc1max} + Q_{pra1} + Q_{pra2}) \\ B2: 0, 9(G_{max} + G_{min}) + FA + (Q_{prc1max} + Q_{pra1} + Q_{pra2}) \end{cases}$$

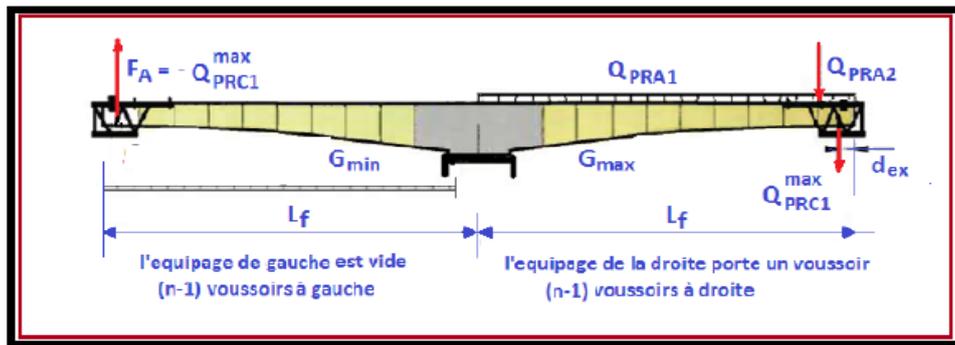


Fig. VII.7: Combinaisons en situation accidentelle [Réf.6]

B1	1,1 (M <sub>Gmax</sub> +M <sub>Gmin</sub> ) t.m	M <sub>qc</sub> +M <sub>p+p'</sub> +M <sub>qv</sub> +M <sub>Fa</sub> t.m	M <sub>comb</sub> (t.m)
0	-43615,1	3227,756	-40387,36
4,5	-34041,1	2822,84	-31218,24
8,5	-26895	2480	-24414,97
12,5	-20877,5	2153,24	-18724,29
16,5	-15854,4	1842,56	-14011,79
20,5	-11705,1	1547,96	-10157,17
24,5	-8323,76	1269,44	-7054,31
28,5	-5618,25	1007	-4611,24
32,5	-3510,78	760,64	-2750,13
36,5	-1937,67	530,36	-1407,30
40,5	-849,39	316,16	-533,23
44,5	-210,58	118,04	-92,53
48,5	0	0	0

B2	0,9(M <sub>Gmax</sub> +M <sub>Gmin</sub> ) t.m	M <sub>qc</sub> +M <sub>p+p'</sub> +M <sub>qv</sub> +M <sub>Fa</sub> t.m	M <sub>comb</sub>
0	-35685,10	3227,756	-32457,34
4,5	-27851,79	2822,84	-25028,95
8,5	-22004,97	2480	-19524,97
12,5	-17081,62	2153,24	-14928,38
16,5	-12971,74	1842,56	-11129,18
20,5	-9576,92	1547,96	-8028,96
24,5	-6810,34	1269,44	-5540,90
28,5	-4596,74	1007	-3589,74
32,5	-2872,45	760,64	-2111,81
36,5	-1585,36	530,36	-1055,00
40,5	-694,95	316,16	-378,79
44,5	-172,29	118,04	-54,25
48,5	0	0	0

Tab.VII.3: Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle

Les efforts maximaux :

Combinaison	M (t.m)	V (t)
$1.1(M_{Gmax}+M_{Gmin})+1.25(M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv})$	-45974.2	108803,25
$0,9(M_{Gmax}+M_{Gmin}) +1,25(M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv})$	-37384	89059,18
$1.1 (M_{Gmax}+M_{Gmin})+ M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv}+Fa$	-40387.396	108651,06
$0,9(M_{Gmax}+M_{Gmin})+M_{qc}+M_{p+p'}+M_{qv}+Fa$	-32457.34	88907,00

Tab.VII.4 : résultats des efforts (M et V) dans le fléau

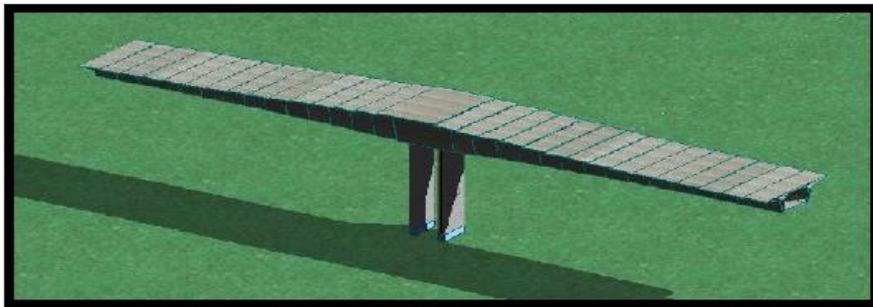


Fig. VII.8 : Vue 3D du modèle de calcul.

Parmi les différents résultats obtenus de ces combinaisons, on s'intéresse uniquement à celle qui donnera le moment le plus défavorable.

Les différents résultats obtenus sont donnés ci-après :

### Remarque :

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie du système d'appuis définitifs, et de la conception des piles qui joue évidemment un rôle déterminant au moment du choix de dispositif. Il existe plusieurs principes permettant d'assurer la stabilité des fléaux sur piles, parmi lesquels on cite :

- ♦ clouage par câble de précontrainte (l'encastrement provisoire).
- ♦ palées provisoires métalliques ou en béton.
- ♦ câbles extérieur ou haubanage provisoires (verticaux ou inclinés).

### VII.1.2. Clavage des travées :

Lorsque la construction de deux fléaux est achevée, on commence par solidariser les **deux travées de rive** sur culées (C1-P1) et (P2-C2), cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s'appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les travées centrale (P1 -P2-P3-P4), ainsi le schéma statique final de la structure devient **hyperstatique**.

### a. Clavage de la travée de rive :

On considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure devient alors **hyperstatique** et pour le calcul des efforts, cette dernière sera soumise uniquement à l'effet du poids propre de la partie coulée sur cintre.

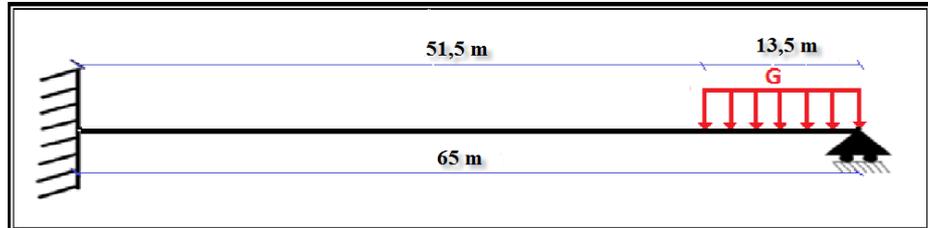


Fig.VII.9 : Efforts appliqués sur la travée de rive.

Avec :

$$\text{Avec : } G = \gamma_B \times S_c = 2.5 \times 9,5452 = 23.863 \text{ t/ml.}$$

### b. Clavage de la travée intermédiaire :

Le clavage entre les deux fléaux 1 et 2 s'effectue en exécutant un voussoir de clavage 3 m de longueur entre leurs extrémités, Cette opération est différente de la précédente car la partie coulée sur place ne sera pas maintenue par un cintre mais par un équipage mobile.

Les effets du clavage engendreront des efforts qui devront être pris en compte en suivant le déroulement des opérations.

**1<sup>ère</sup> étape** : Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.

**2<sup>ème</sup> étape** : Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève la surcharge due à l'équipage de clavage.

**1<sup>ère</sup> étape : Avant enlèvement de l'équipage de clavage :**

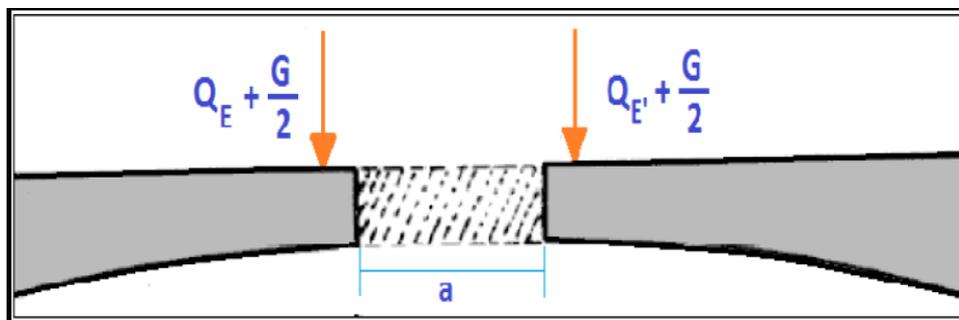


Fig. VII.10 : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6]

Avec :

$$Q_E + Q_{E'} = 20 \text{ t: poids total de l'équipage mobile (ces deux forces ne sont pas forcément égales)}$$

G : poids du voussoir de clavage soit :

$$G = \gamma B \times Sc = 2.5 \times 9.5452 \times 3 \Rightarrow G = 71.589 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :

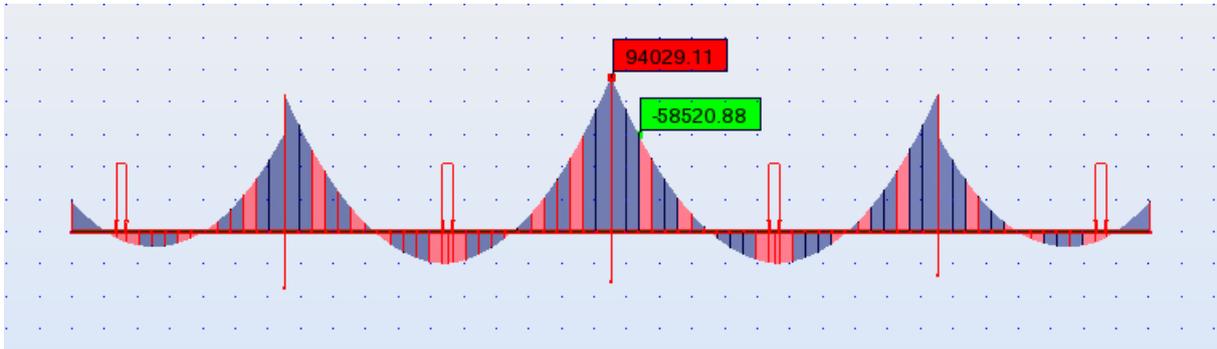


Fig.VII.11 : Diagramme des moments fléchissant avant enlèvement de l'équipage de clavage [t.m].



Fig.VII.12 : Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de clavage [t].

2<sup>ème</sup> étape : Après enlèvement de l'équipage de clavage :

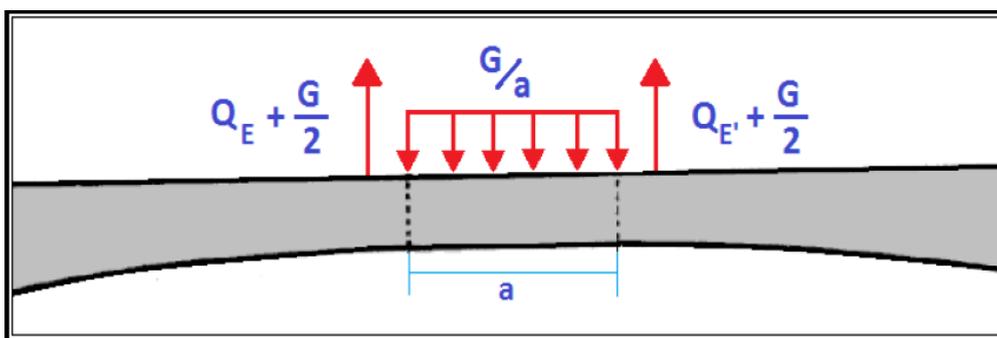


Fig.VII.13 : Schéma statique après enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].

Avec :

$$Q_E + Q_{E'} = 20 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 71.589 \text{ t} \\ a = 3 \text{ m} \end{array} \right\} G/a = 71.589/3 = 23.863 \text{ t}$$

G/a : représente le poids du béton durci.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme des diagrammes ci-dessous :

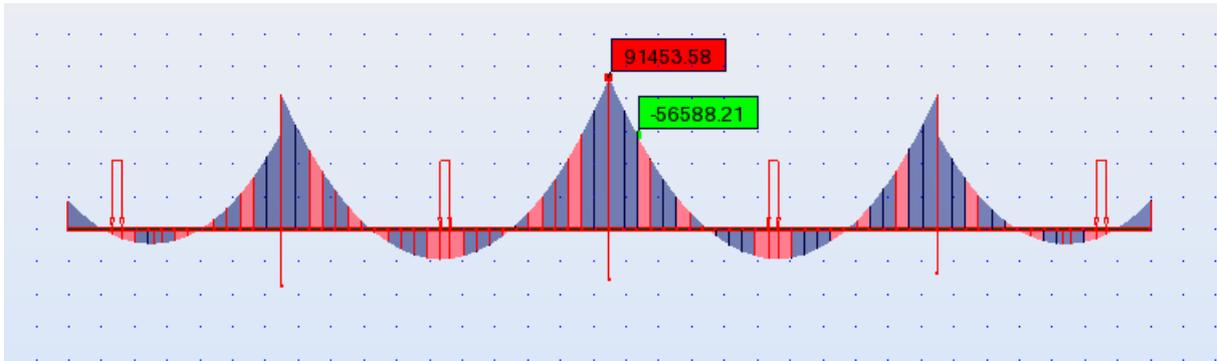


Fig.VII.14 : Diagramme des moments fléchissant après enlèvement de l'équipage de clavage [t.m].



Fig. VII.15: Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage [t].

## VII.2. Etude longitudinale en service :

Une fois l'ouvrage rendu continu, après les différents clavages, il faudra déterminer les différentes sollicitations auxquelles il sera soumis en phase de service (exploitation). Pour cela, nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2010** pour modéliser le viaduc dans son intégralité puis, nous le soumettrons à toutes les combinaisons d'efforts citées en Chapitre VI.

Les différentes charges et surcharges auxquels notre ouvrage est soumis en phase de service sont :

- ✓ Poids propre (PP) : il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ Complément du poids propre (CCP = 4.157 t/ml) : Charge uniforme répartie le long du tablier
- ✓ Charge Ac(1) = 5.131 t/ml : Charge uniforme répartie sur la travée de rive (cas le plus défavorable)
- ✓ Surcharge Bc.
- ✓ Surcharge militaires Mc120.
- ✓ Convoi exceptionnel D240.
- ✓ Surcharges sur les trottoirs St=0,255t/m: Charge uniforme répartie le long du tablier

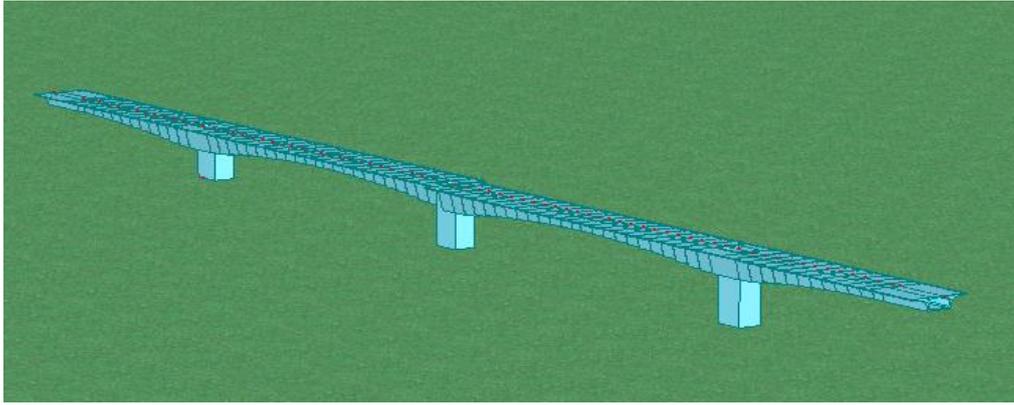


Fig. VII.16 : Vue du modèle de calcul en 3D.

L'analyse des résultats de la structure obtenus par le logiciel pour les différentes combinaisons considérées donne les trois combinaisons ci-dessous, comme étant celles qui développent les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure.

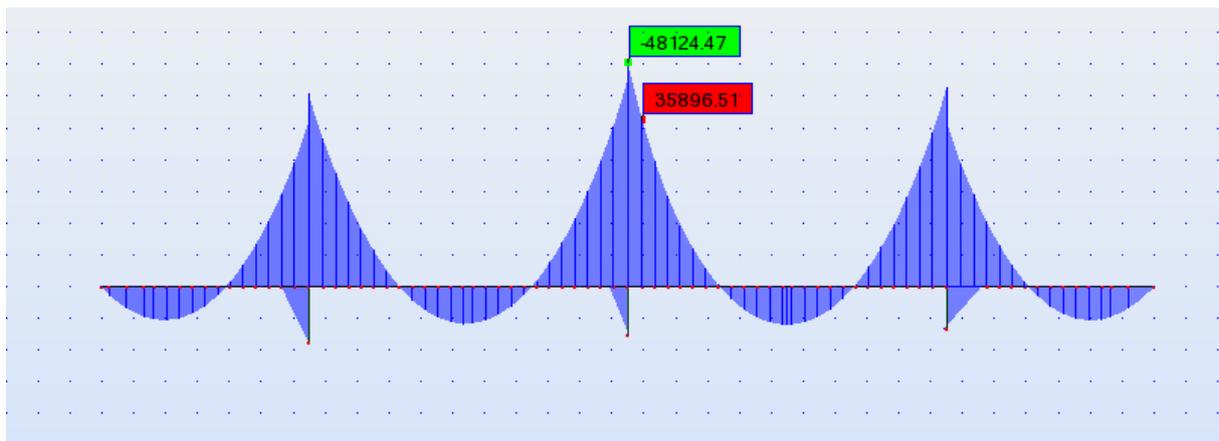
A l'ELU :  $1,35 G + 1,35 D240$

A l'ELS : A vide :  $G + CCP$

En service :  $G + D240$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus sous ces combinaisons sont présentés ci-dessous :

➤ **Les résultats obtenus sous la combinaison ELU :  $1,35 G + 1,35 D240$**

Fig.VII.17: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison  $1,35G + 1,35D240$  [t.m].

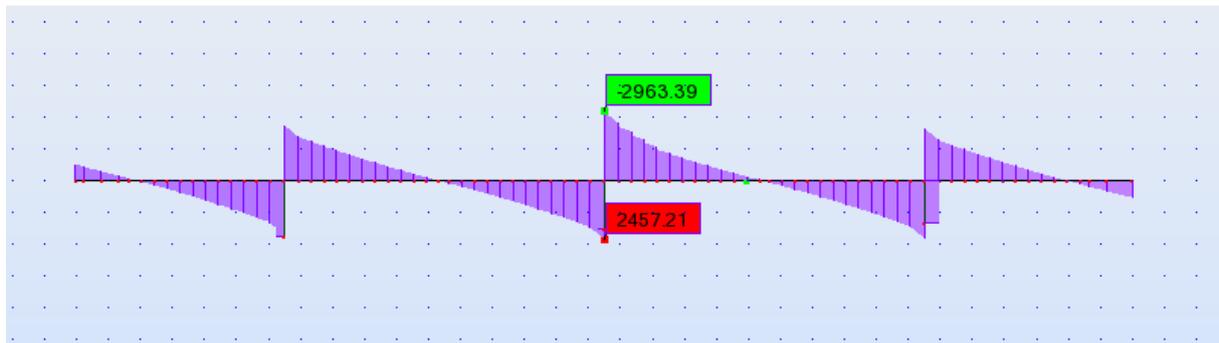


Fig. VII.18: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 1,35G + 1,35D240 [t].

➤ Les résultats obtenus sous la combinaison ELS : G + D240

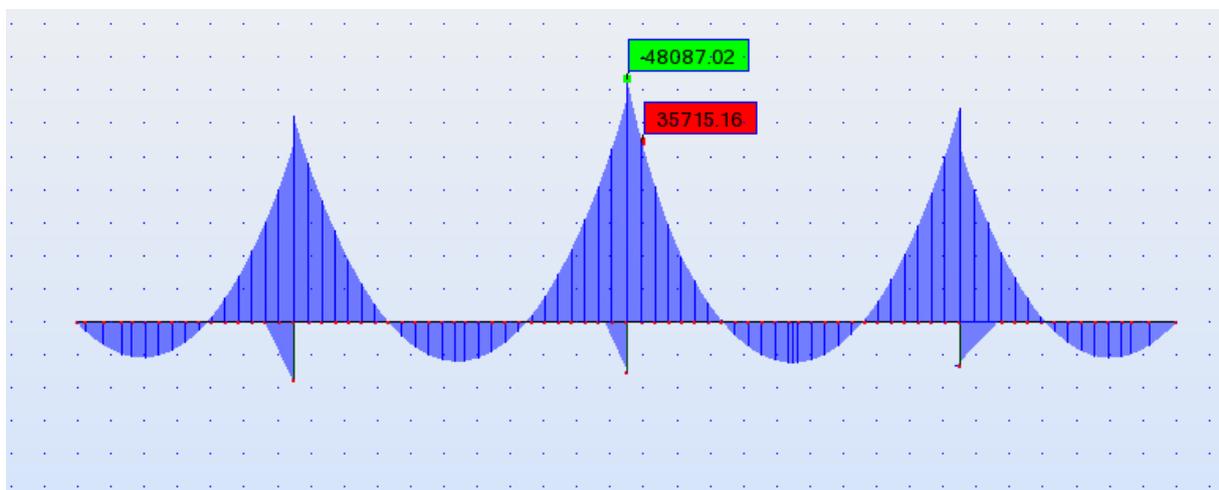


Fig. VII.19: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + D240 [t.m].

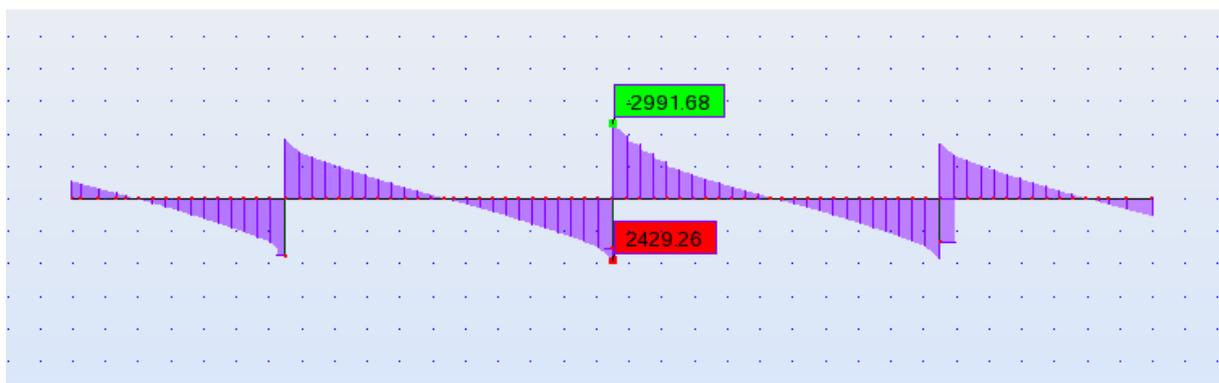


Fig. VII.20 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + D240 [t].

## ➤ Les résultats obtenus sous la combinaison ELS : G + CCP

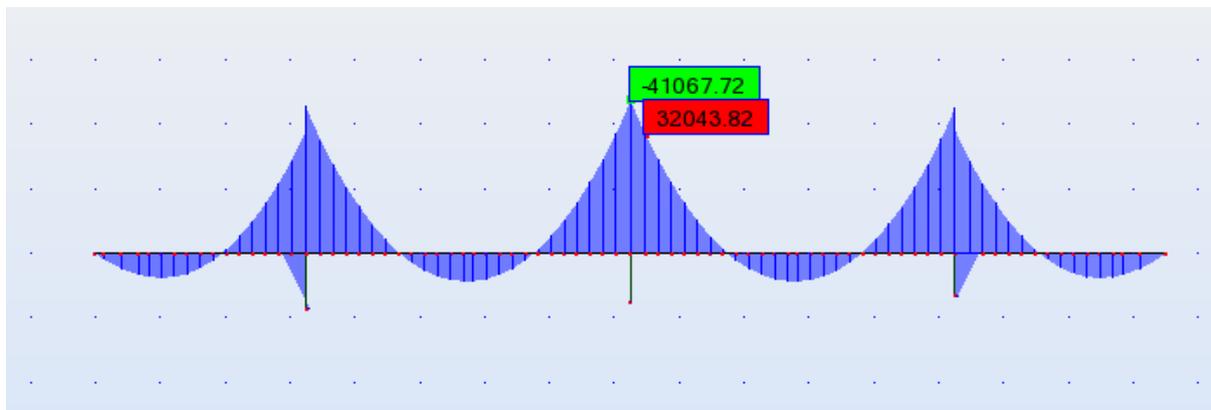


Fig. VII.21 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP [t.m].

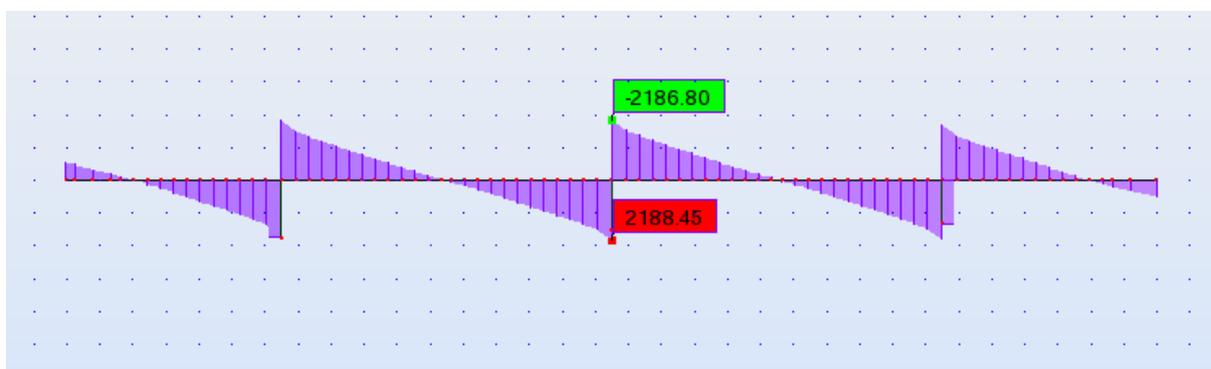


Fig. VII.22 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + CCP [t].

***CHAPITRE : VIII***  
***ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.***

**Introduction :**

Au 20<sup>ém</sup> siècle on a connu d'importants développements des réseaux routiers dans de nombreux pays, ainsi que de nombreuses innovations dans les types de ponts. Parmi celles-ci, les ponts en béton précontraint par post-tension ont été progressivement reconnus comme une forme de construction sûre et compétitive qui a permis d'atteindre des portées jusqu'alors inaccessible avec le béton simplement armé.

**VIII.1. Principe de la précontrainte :**

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 des charges extérieurs.

La pièce est donc soumise à un système permanent d'efforts internes créés artificiellement (contraintes de compression) dans le but de contrebalancer les efforts produits par les charges extérieurs, de telle sorte que ces dernières ne provoquent qu'une « décompression »

On distingue deux modes de précontraintes :

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

**➤ Précontrainte par pré-tension :**

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- ◆ Mise en tension des armatures.
- ◆ Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- ◆ Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- ◆ Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension

**➤ Précontrainte par post-tension :**

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

On distingue deux types de précontrainte par post-tension :

- ◆ **Une précontrainte partielle** : autorisation des contraintes de traction limitées.
- ◆ **Une précontrainte totale** : élimination totale des contraintes de traction

## VIII.2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité tous les deux réalisés sont en post-tension.

### ➤ Les câbles de fléau :

Ces câbles jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service et en construction. En pratique, on arrête au moins un câble par âme et deux par voussoir.

### ➤ Les câbles de continuité :

Ils assurent la résistance aux moments positifs développés par l'exploitation de l'ouvrage et ils reprennent les efforts de clavage. Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour assurer la continuité du tablier.

L'objectif de ce présent chapitre est :

- ◆ Détermination des efforts de précontraintes et des différents schémas de câblage.
- ◆ Calcul des pertes de précontraintes.
- ◆ Vérification des contraintes.

## VIII.3. Etude de la précontrainte de fléau :

### VIII.3.1. Calcul de la précontrainte de fléau :

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction.

Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes définies comme suit

Le diagramme des moments du à l'exécution de fléau sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif, donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inférieure. Les contraintes normales sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures (traction) : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{MV}{I} \quad \text{avec : } M \leq 0 \\ \text{Fibres inférieures (compression) : } \sigma_{\text{inf}} = - \frac{MV}{I} \end{array} \right.$$

Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte « p » à une distance « e » du CDG de la section. Cet effort

engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} \quad \text{avec: } e > 0 \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} \end{array} \right.$$

En respectant les contraintes admissibles c.à.d. pour reprendre entièrement la traction sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} + \frac{MV}{I} = \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} - \frac{MV'}{I} = \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{array} \right.$$

Les ponts construits par encorbellements successifs sont justifiés en classe 1, donc aucune traction n'est admise dans le béton ( $\overline{\sigma_{bt}} = 0$ ).

Avec :

**P** : effort de précontrainte.

**M**: moment maximal du au poids propre et surcharge.

**V**: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

**V'**: distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

**e**: l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

**S**: la section du voussoir sur l'axe de la pile

**I**: le moment d'inertie de la section

$\overline{\sigma_{bt}}$   $\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte admissible de traction et de compression respective.

A la limite, nous aurons :

$$P = \left( \frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right) \cdot \frac{M}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} \implies P = \frac{-M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnues, pour cela on fixe « e<sub>0</sub> » et on détermine « P ».

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

Avec :

P<sub>0</sub> : Force utile d'un câble 12T15S estimée à 25% de perte :

D'où:  $P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S$

σ<sub>P0</sub>: La tension à l'origine (à l'ancrage).

♦ **Tension à l'origine :**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ<sub>p0</sub> ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

La tension à l'ancrage vaut alors :  $\sigma_{P_0} = \text{Min} (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$  selon le **BPEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \\ f_{peg} = 1660 \text{ MPa} \\ E = 190\,000 \text{ MPa} \\ S = 1800 \text{ mm}^2 = 0,0018 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{P_0} = 1488 \text{ MPa}$$

Donc :

$$P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{P_0} \cdot S$$

$$P_0 = 0,75 \times 1488 \times 10^2 \times 0,0018 = 200,88 \text{ t}$$

### VIII.3.2. Détermination du nombre de câbles :

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques:

- ♦ Section :  $S = 14,10 \text{ m}^2$
- ♦ Inertie :  $I = 71,67 \text{ m}^4$
- ♦ Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $v = 2,454 \text{ m}$
- ♦  $e_0 = v - d$ , on prend un enrobage des aciers actifs  $d = 0,20 \text{ m}$

$$\Rightarrow e_0 = 2,454 - 0,2 = 2,275 \text{ m.}$$

- ♦ Moment d'encastrement  $M_{max} = -45974,18 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow P = 10616,1 \text{ t}$$

Avec :

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{10616,1}{200,88} = 52,84$$

On choisit de prendre 56 câbles de qui seront répartis en 28 câbles dans chaque gousset. La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion, on doit arrêter la moitié du nombre de câble dans chaque âme.

Soit le nombre de câbles nécessaires pour le caisson i :

$$N_i = \frac{P_i}{P_0} \qquad P_i = \frac{-M_i \frac{v_i}{I_i}}{1 + \frac{e_i v_i}{S I_i}}$$

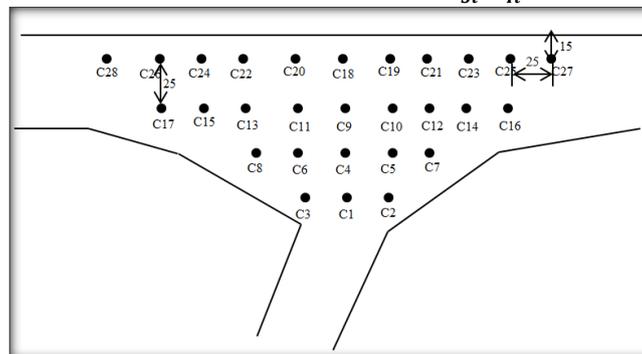


Fig. VIII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

Voussoir	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>0</sub> (m)	P (t)	M (t.m)	Nbr de câbles (calculée)	Nbr de câbles /voussoir	Nbr de câbles arrêtés
½ de vsp	14,058	71,66	2,45	3,54	2,25	10616,1	-45974	52,85	56	0
V1	13,27	49,32	2,18	3,27	1,98	9847,66	-36288	49,02	56	6
V2	12,56	34,08	1,96	3,03	1,76	9229,17	-29020	45,94	50	6
V3	11,93	23,95	1,75	2,82	1,55	8475,92	-22861	42,19	44	6
V4	11,37	17,42	1,576	2,63	1,376	7527,71	-17676	37,47	38	6
V5	10,88	13,4	1,42	2,46	1,22	6393,4	-13345	31,83	32	6
V6	10,47	11,16	1,28	2,32	1,08	5103,66	-9762	25,41	26	6
V7	10,14	11,16	1,18	2,21	0,98	3573,21	-6834	17,79	20	6
V8	9,88	10,29	1,09	2,12	0,89	2430,22	-4485	12,1	14	4
V9	9,69	10,73	1,03	2,06	0,83	1390,87	-2650	6,924	10	4
V10	9,58	13,1	1	2,02	0,8	590,189	-1279	2,938	6	4
V11	9,58	15,15	0,98	2,01	0,78	141,217	-338	0,703	2	2
Σ	/	/	/	/	/	/	0	0	0	56

Tab. VIII.1: Répartition des câbles dans chaque voussoir

voussoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11
Câbles Arrêtés	6	6	6	6	6	6	6	4	4	4	2
Câbles arrêtés/âmes	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1

Tab. VIII.2: Le nombre de câbles arrêtés dans chaque fin de voussoir

### VIII.3.3. Etude du tracé des câbles :

Les câbles du fléau accrochent tous les voussoirs d'un même fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe fondamental à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément, dans deux plans différents.

#### VIII.3.3.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG de la section.

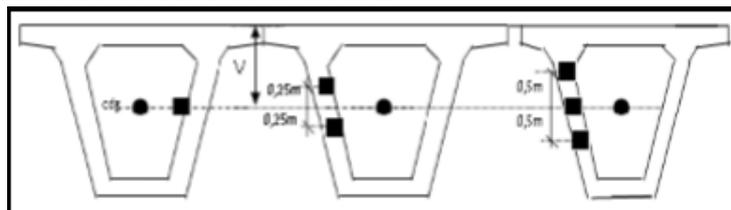


Fig.VIII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.

- Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) (x/l)^2$$

Avec :

- $d_1$  : distance du câble à la fibre supérieure au niveau du point d'ancrage,
- $d_0$  : distance du câble à la fibre supérieure,
- $l$  : distance sur laquelle se fait la courbure, (longueur d'un voussoir (4 m) pour les deux premiers câbles et de deux voussoirs (8 m) pour le reste des câbles).
- Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

$$R(x) = x^2/2Y \geq R_{min}$$

$R_{min}$  : rayon minimal pour les câbles 12T15  $S = 6$  m.

- L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\tan \alpha = dy/dx = 2(d_1 - d_0)(x/l)^2$$

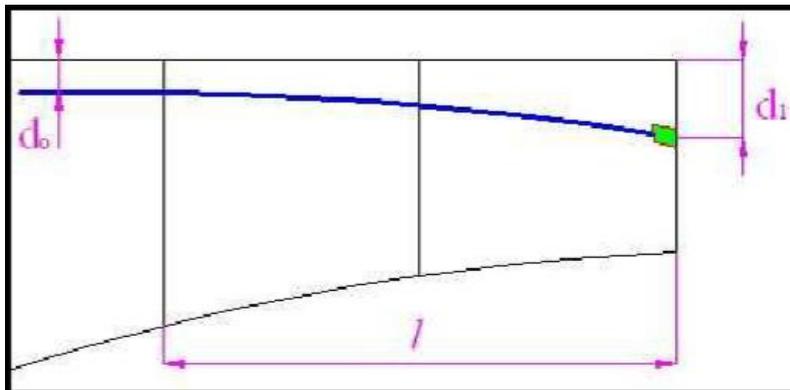


Fig.VIII.3 : Tracé d'un câble en élévation

➤ **Tracé du câble N°1 :**

Le câble N°1 s'ancrera à une distance de 0.5 m au-dessus du CDG de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l=4m \\ v=2.442m \\ d_0=0.928m \\ d_1 = 1.942m \\ y=d_1-d_0 = 1.014 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(1.942-0.928)} = 7.88 \text{ m} \geq 6\text{m}$$

La position du point d'ancrage est bonne

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)(x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha=0,126 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,928 + 0.063x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°2 :**

Le câble N°2 s'ancrera à une distance de 0,5 m au-dessous du CDG de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 4 \text{ m} \\ v = 2.442 \text{ m} \\ d_0 = 0,928 \text{ m} \\ d_1 = 2.942 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2.142 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(2.942 - 0,928)} = 3.97 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m}$$

$$\frac{x^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \quad Y \leq \frac{x^2}{12} \quad \longrightarrow \quad Y \leq \frac{4^2}{12} \text{ soit } y = 1.333 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } Y(x=4\text{m}) = 6\text{m}$$

**Donc :**

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)(x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha = 0,166 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°2 est la suivante :

$$Y(x) = 0,928 + 0,306x^2 \text{ (m)}$$

➤ **Tracé du câble N°3 :**

Le câble N°3 s'ancrera au CDG de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l=4\text{m} \\ v=2.442\text{m} \\ d_0=0.928\text{m} \\ d_1 = v = 2.442\text{m} \\ y=d_1-d_0=1.642 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{4^2}{2(2.442 - 0,928)} = 5.28 \text{ m} \geq 6 \text{ m}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m}$$

$$\frac{x^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \quad Y \leq \frac{x^2}{12} \quad \longrightarrow \quad Y \leq \frac{4^2}{12} \text{ soit } y=1.333 \text{ m}$$

Soit :  $Y(x=4\text{m}) = 6\text{m}$

Donc :

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)(x/l)^2 = 2Y/l^2 \Rightarrow \alpha=0,166 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°3 est la suivante :

$$Y(x) = 0,928 + 0,306x^2 \text{ (m)}$$

Le reste des calculs est mentionné dans le tableau ci-après :

voussoir	N° de câble	L (m)	V (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	4	2,442	0,928	1,942	1,014	7,88	0,1268	0.928+0,063x <sup>2</sup>
	C2	4	2,442	0,928	2,942	2,014	6	0,2518	0.928+0,126x <sup>2</sup>
	C3	4	2,442	0,928	2,442	1,514	6	0,1893	0.928+0,095x <sup>2</sup>
V2	C4	8	2,18	0,696	1,68	0,984	32,52	0,0308	0.696+0,015x <sup>2</sup>
	C5	8	2,18	0,696	2,68	1,984	16,129	0,062	0.696+0,031x <sup>2</sup>
	C6	8	2,18	0,696	2,18	1,484	21,563	0,0464	0.696+0,023x <sup>2</sup>
V3	C7	8	1,96	0,696	1,46	0,764	41,885	0,0239	0.696+0,012x <sup>2</sup>
	C8	8	1,96	0,696	2,46	1,764	18,141	0,0551	0.696+0,028x <sup>2</sup>
	C9	8	1,96	0,696	1,96	1,264	25,316	0,0395	0.696+0,019x <sup>2</sup>
V4	C10	8	1,75	0,464	1,25	0,786	40,712	0,0246	0.464+0,012x <sup>2</sup>
	C11	8	1,75	0,464	2,25	1,786	17,917	0,0558	0.464+0,028x <sup>2</sup>
	C12	8	1,75	0,464	1,75	1,286	24,883	0,0402	0.464+0,020x <sup>2</sup>
V5	C13	8	1,57	0,464	1,07	0,606	52,805	0,0189	0.464+0,009x <sup>2</sup>
	C14	8	1,57	0,464	2,07	1,606	19,925	0,0502	0.464+0,025x <sup>2</sup>
	C15	8	1,57	0,464	1,57	1,106	28,933	0,0346	0.464+0,017x <sup>2</sup>
V6	C16	8	1,42	0,464	0,92	0,456	70,175	0,0143	0.464+0,007x <sup>2</sup>
	C17	8	1,42	0,464	1,92	1,456	21,978	0,0455	0.464+0,023x <sup>2</sup>
	C18	8	1,42	0,232	1,42	1,188	26,936	0,0371	0.232+0,019x <sup>2</sup>
V7	C19	8	1,28	0,232	0,78	0,548	58,394	0,0171	0.232+0,009x <sup>2</sup>
	C20	8	1,28	0,232	1,78	1,548	20,672	0,0484	0.232+0,024x <sup>2</sup>
	C21	8	1,28	0,232	1,28	1,048	30,534	0,0328	0.232+0,016x <sup>2</sup>
V8	C22	8	1,18	0,232	0,93	0,698	45,845	0,0218	0.232+0,011x <sup>2</sup>
	C23	8	1,18	0,232	1,43	1,198	26,711	0,0374	0.232+0,019x <sup>2</sup>
V9	C24	8	1,09	0,232	0,84	0,608	52,632	0,019	0.232+0,009x <sup>2</sup>
	C25	8	1,09	0,232	1,34	1,108	28,881	0,0346	0.232+0,017x <sup>2</sup>
V10	C26	8	1,03	0,232	0,78	0,548	58,394	0,0171	0.232+0,008x <sup>2</sup>
	C27	8	1,03	0,232	1,28	1,048	30,534	0,0328	0.232+0,016x <sup>2</sup>
V11	C28	8	1	0,232	1	0,768	41,667	0,024	0.232+0,012x <sup>2</sup>

Tab.VIII.3: Tracé en élévation des câbles de fléau.

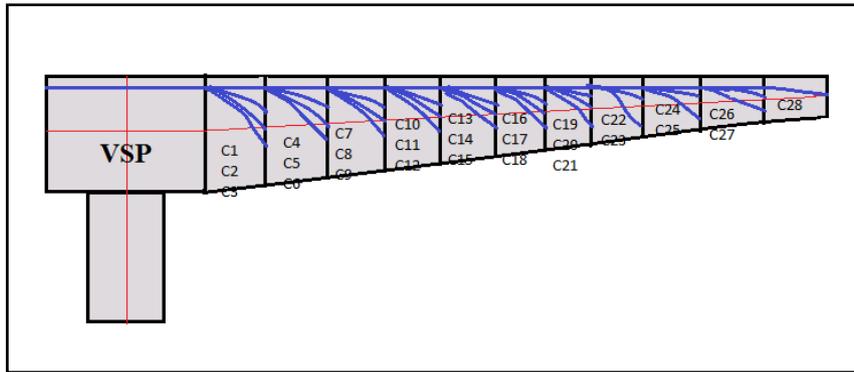


Fig. VIII.4 : Tracé des câbles en élévation.

### VIII.3.3.2. Etude du tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de *l'exécution*. Lorsque les courbes augmentent, *les pertes par frottement* sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus *rectiligne* possible.

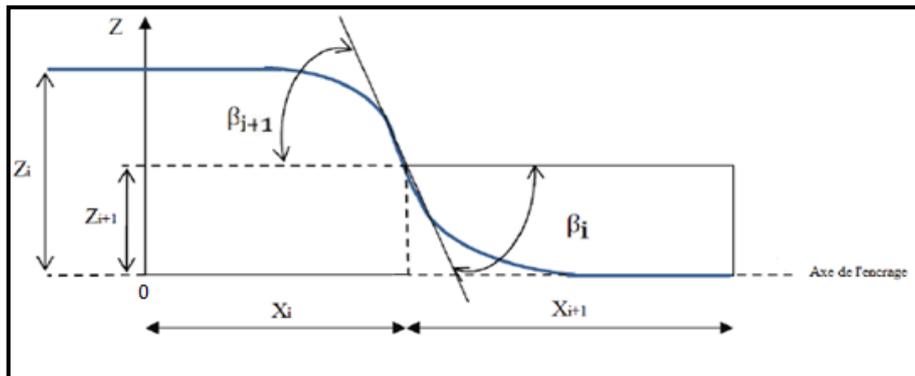


Fig.VIII.4 : Tracé en plan d'un câble du fléau

❖ L'équation de courbure :

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

❖ Le rayon de courbure

$$R_i = \frac{X_i^2}{2(Z_{i+1} - Z_i)}$$

$$\text{tng}(\alpha \text{ pi}) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{(X_i)} \quad \text{et} \quad \text{tng}(\alpha \text{ pi}+1) = \frac{2(Z_{i+1})}{X_{i+1}}$$

**NB**

Le tracé des câbles C1, C4, C9 et C18 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

**Exemple de calcul :**

**Pour le câble N°1 :**

$$Z_i = 0,928 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = 0,928/2 = 0,464 \text{ m.}$$

Equation de la courbe :

$$Z(x) = 0,928 + (0,928 - 0,464)\left(\frac{x}{2}\right)^2 = \mathbf{0,928 + 0,116x^2}$$

Le rayon de la courbure :

$$R_i = \frac{2^2}{2(0,25)} = 8 \text{ m}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\text{tg}(\beta \text{ pi}) = \frac{2(0,25)}{(2)} = \mathbf{0,25 \text{ (rad)}}$$

**Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :**

Voussoir	N° câble	L (m)	L1=L2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri (m)	Bipi (rad)	Equation de la 1 <sup>ere</sup> courbure (m)	Equation de la 2 <sup>eme</sup> courbure (m)
<b>V1</b>	C1	4	2	0	0	0	0	/	/
	C2	4	2	-0,25	0,125	16	0,125	-0,25-0,031x <sup>2</sup>	-0,25-0,031(x-2) <sup>2</sup>
	C3	4	2	0,25	0,125	16	0,125	0,25-0,031x <sup>2</sup>	0,25-0,031(x-2) <sup>2</sup>
<b>V2</b>	C4	8	4	0	0	0	0	/	/
	C5	8	4	-0,25	0,125	64	0,062	-0,25-0,007x <sup>2</sup>	-0,25-0,007(x-2) <sup>2</sup>
	C6	8	4	0,25	0,125	64	0,062	0,25-0,007x <sup>2</sup>	0,25-0,007(x-2) <sup>2</sup>
<b>V3</b>	C7	8	4	-0,5	0,25	32	0,125	-0,5-0,015x <sup>2</sup>	-0,5-0,015(x-2) <sup>2</sup>
	C8	8	4	0,5	0,25	32	0,125	0,5-0,015x <sup>2</sup>	0,5-0,015(x-2) <sup>2</sup>
	C9	8	4	0	0	0	0	/	/
<b>V4</b>	C10	8	4	-0,25	0,125	64	0,062	-0,25-0,007x <sup>2</sup>	-0,25-0,007(x-2) <sup>2</sup>
	C11	8	4	0,25	0,125	64	0,062	0,25-0,007x <sup>2</sup>	0,25-0,007(x-2) <sup>2</sup>
	C12	8	4	-0,5	0,25	32	0,125	-0,5-0,015x <sup>2</sup>	-0,5-0,015(x-2) <sup>2</sup>
<b>V5</b>	C13	8	4	0,5	0,25	32	0,125	0,5-0,015x <sup>2</sup>	0,5-0,015(x-2) <sup>2</sup>

V6	C14	8	4	-0,75	0,375	21,33	0,187	$-0,75-0,023x^2$	$-0,75-0,023(x-2)^2$
	C15	8	4	0,75	0,375	21,33	0,187	$0,75-0,023x^2$	$0,75-0,023(x-2)^2$
	C16	8	4	-1	0,5	16	0,25	$-1-0,031x^2$	$-1-0,031(x-2)^2$
	C17	8	4	1	0,5	16	0,25	$1-0,031x^2$	$1-0,031(x-2)^2$
	C18	8	4	0	0	0	0	/	/
V7	C19	8	4	-0,25	0,125	64	0,062	$-0,25-0,007x^2$	$-0,25-0,007(x-2)^2$
	C20	8	4	0,25	0,125	64	0,062	$0,25-0,007x^2$	$0,25-0,007(x-2)^2$
	C21	8	4	-0,5	0,25	32	0,125	$-0,5-0,015x^2$	$-0,5-0,015(x-2)^2$
V8	C22	8	4	0,5	0,25	32	0,125	$0,5-0,015x^2$	$0,5-0,015(x-2)^2$
	C23	8	4	-0,75	0,375	21,33	0,187	$-0,75-0,023x^2$	$-0,75-0,023(x-2)^2$
V9	C24	8	4	0,75	0,375	21,33	0,187	$0,75-0,023x^2$	$0,75-0,023(x-2)^2$
	C25	8	4	-1	0,5	16	0,25	$-1-0,031x^2$	$-1-0,031(x-2)^2$
V10	C26	8	4	1	0,5	16	0,25	$1-0,031x^2$	$1-0,031(x-2)^2$
	C27	8	4	-1,25	0,625	12,8	0,312	$-1,25-0,039x^2$	$-1,25-0,039(x-2)^2$
V11	C28	8	4	1,25	0,625	12,8	0,312	$1,25-0,039x^2$	$1,25-0,039(x-2)^2$

Tab.VIII.4: traces des câbles en plan

## VIII.4. Pertes de précontrainte : (BPEL 91, [Réf.13])

### VIII.4.1. Définition :

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements,
- dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

### VIII.4.2. Différents types de pertes :

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- **Les pertes instantanées** : qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanément de mise en tension des câbles (déformations instantanées du béton).
- **Les pertes différées** : qui se produisent dans un temps plus au moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

### VIII.4.3. Tension a l'origine :

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma_{p0}$  ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Min } (0,80 \text{ fprg}, 0,90 \text{ fpeg})$$

#### VIII.4.4. Les pertes instantanées :

Dans notre étude des pertes, nous nous contenterons de déterminer les pertes pour un demi-fléau. Pour simplifier la suite des calculs, nous considérerons que les pertes trouvées existent et agissent dans la section médiane des câbles, soit au milieu du voussoir sur pile.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$

La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

##### VIII.4.4.1. Pertes 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 :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} (1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot x)$$

Avec :

$\sigma_{po}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{po} = 1488\text{MPa}$ .

$f$  : Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,02\text{rd}^{-1}$ .

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0,003\text{ m}^{-1}$ .

$\alpha$  : Somme des angles du point étudié d'abscisse « x » à l'ancrage.

Si les déviations en élévation et en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\alpha_t = \alpha_p + \alpha_e$$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\text{tg } \alpha_t = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha_p + \text{tg}^2 \alpha_e}$$

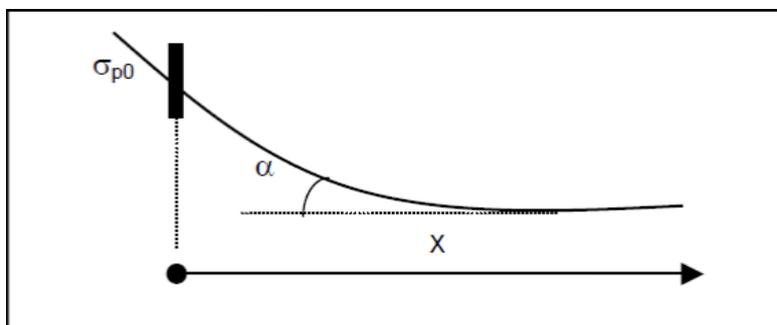


Fig.VIII.5 : Diagramme de variation de la tension

Donc, la perte par frottement est :

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

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_f(x) = 1488 (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$$

**Application :**

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau suivant :  
 Remarque  $\alpha = \alpha$  précédent + 2  $\beta$

voussoir	N° de câble	X(m)	$\alpha$ (rad)	$1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\Delta\sigma_f(x)$
V1	C1	8,5	0,1268	0,0496	73,773
	C2	8,5	0,2518	0,073	108,69
	C3	8,5	0,1893	0,0614	91,341
V2	C4	12,5	0,0308	0,0427	63,554
	C5	12,5	0,062	0,0487	72,429
	C6	12,5	0,0464	0,0457	67,998
V3	C7	16,5	0,0239	0,0528	78,609
	C8	16,5	0,0551	0,0587	87,39
	C9	16,5	0,0395	0,0558	83,006
V4	C10	20,5	0,0246	0,0643	95,612
	C11	20,5	0,0558	0,0701	104,29
	C12	20,5	0,0402	0,0672	99,956
V5	C13	24,5	0,0189	0,0744	110,67
	C14	24,5	0,0502	0,0801	119,25
	C15	24,5	0,0346	0,0773	114,97
V6	C16	28,5	0,0143	0,0846	125,82
	C17	28,5	0,0455	0,0903	134,31
	C18	28,5	0,0371	0,0887	132,04
V7	C19	32,5	0,0171	0,096	142,85
	C20	32,5	0,0484	0,1016	151,23
	C21	32,5	0,0328	0,0988	147,04
V8	C22	36,5	0,0218	0,1076	160,14
	C23	36,5	0,0374	0,1104	164,28
V9	C24	40,5	0,019	0,1178	175,24
	C25	40,5	0,0346	0,1205	179,33
V10	C26	44,5	0,0171	0,128	190,41
	C27	44,5	0,0328	0,1307	194,46
V11	C28	48,5	0,024	0,1396	207,65
				somme	3476,4

Tab. VIII.5: Résultats des pertes par frottement de chaque câble.

La somme des pertes dues aux frottements des câbles par âme est :

$$\Sigma \Delta \sigma_{Pf} = 3476,400 \text{ Mpa}$$

### VIII.4.2.2. Pertes de tensions dues au recule des ancrages :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie « $\lambda$ » de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}}$$

Avec :

$\lambda$ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\sigma_{p0}$  : contrainte initiale.

$\sigma_{pr}$  : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta \sigma_0$  : la perte de tension.

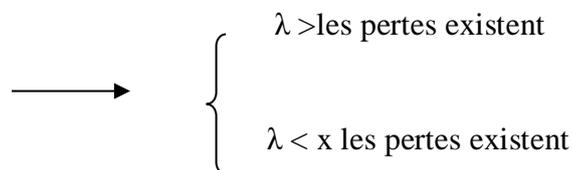
$g$ : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que :  $g = 0,006 \text{ m}$ .

$E_p$  : module d'élasticité des aciers  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$  selon BPEL91

La quantité  $gE_p$  représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur », dans la mesure où l'armature de longueur  $L$  est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur  $L$  est  $\alpha f$ , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne  $\frac{\alpha f}{l}$  sur la longueur  $\lambda$ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}K}}$$

avec :  $k = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$



Donc les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta \sigma_{pr} = 2 \lambda k$$

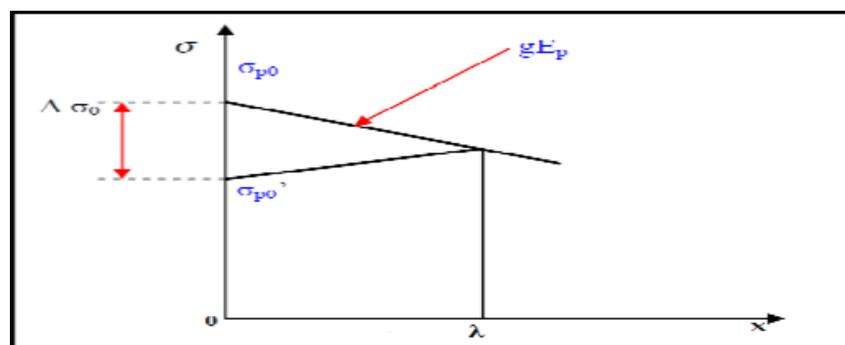


Fig.VIII.6 : Diagramme des tensions avant et après recul d'encrage.

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant :

voussoir	N°decable	X(m)	$\alpha$ (rad)	k	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_{pr}$ (MPa)
V1	C1	8,5	0,1319	0,00331	67,6623	0,44796
	C2	8,5	0,1666	0,00339	62,8773	0,42657
	C3	8,5	0,1666	0,00339	62,8773	0,42657
V2	C4	12,5	0,032	0,00305	76,4537	0,46656
	C5	12,5	0,0633	0,0031	71,0629	0,44077
	C6	12,5	0,0477	0,00308	73,6263	0,45299
V3	C7	16,5	0,0252	0,00303	69,0185	0,41832
	C8	16,5	0,0564	0,00307	65,0696	0,39932
	C9	16,5	0,0408	0,00305	66,965	0,40841
V4	C10	20,5	0,0258	0,00303	62,6628	0,37914
	C11	20,5	0,0571	0,00306	59,7097	0,36491
	C12	20,5	0,0415	0,00304	61,1374	0,37177
V5	C13	24,5	0,0202	0,00302	58,3432	0,35199
	C14	24,5	0,0515	0,00304	55,9756	0,34056
	C15	24,5	0,0358	0,00303	57,1254	0,3461
V6	C16	28,5	0,0155	0,00301	54,7797	0,32987
	C17	28,5	0,0468	0,00303	52,8338	0,32047
	C18	28,5	0,0384	0,00303	53,3362	0,32289
V7	C19	32,5	0,0184	0,00301	51,418	0,30967
	C20	32,5	0,0497	0,00303	49,8178	0,30195
	C21	32,5	0,034	0,00302	50,6001	0,30572
V8	C22	36,5	0,0231	0,00301	48,5591	0,29258
	C23	36,5	0,0387	0,00302	47,8763	0,28929
V9	C24	40,5	0,0203	0,00301	46,4448	0,2796
	C25	40,5	0,0359	0,00302	45,8537	0,27675
V10	C26	44,5	0,0184	0,00301	44,5727	0,26817
	C27	44,5	0,034	0,00302	44,0558	0,26568
V11	C28	48,5	0,0253	0,00301	42,6706	0,25691
					somme	9,86148

**Tab.VIII.6 : Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.**

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à :

$$\Delta\sigma_{pr} = 9.86148 \text{ MPa}$$

### VIII.4.2.3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec :

**E<sub>ij</sub>**: Module de YOUNG instantané de béton jour j ;

**E<sub>ij</sub> = 11000  $\sqrt[3]{f_{cj}}$  = 35 981,7294 MPa**

**E<sub>p</sub>**: Module d'élasticité des aciers de précontrainte.

Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

**P** : Effort de précontrainte après pertes par frottement :

$$P = p_i - \Delta\sigma_{pf}(x)$$

**n**: nombre de câbles ;

**M** : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges

N° de voussoirs	M (MN.m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	$\sigma_b$ (MN /m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{bn}$ (t/m <sup>2</sup> )
vsp	-459,742	71,66	14,058	2,25	112,493	30,3843	2,877054
V1	-362,875	49,32	13,27	1,98	98,4766	29,8168	2,823316
V2	-290,2	34,08	12,56	1,76	92,2917	30,7235	2,909169
V3	-228,61	23,95	11,93	1,55	84,7592	30,4024	2,878765
V4	-176,762	17,42	11,37	1,376	75,2771	28,7649	2,723708
V5	-133,452	13,4	10,88	1,22	63,934	25,1278	2,379323
V6	-97,6196	11,16	10,47	1,08	51,0366	19,6558	1,86118
V7	-68,345	11,16	10,14	0,98	35,7321	12,6005	1,193126
V8	-44,8498	10,29	9,88	0,89	24,3022	8,2096	0,777357
V9	-26,4972	10,73	9,69	0,83	13,9087	4,378	0,414547
v10	-12,7919	13,1	9,58	0,8	5,90189	1,68559	0,159606
V11	-3,3803	15,15	9,58	0,78	1,41217	0,37815	0,035807
						somme	21,03296

Tab.VIII.7 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

$$\Sigma \Delta \sigma_{bn} = 21,03296 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

Les pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta \sigma_{inst} = \Delta \sigma_{pr} + \Delta \sigma_{pr} + \Delta \sigma_{bn}$$

$$\Delta \sigma_{inst} = 3476.4 + 9.861 + 21.03296$$

$$\Sigma \Delta \sigma_{inst} = 3507.294 \text{ MPa}$$

### VIII.4.3. Les pertes différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage. Les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

#### VIII.4.3.1. Perte de tension due au retrait du béton.

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant  $t$  sera :

$$\begin{cases} \Delta \sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \\ \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t) \end{cases}$$

Avec :

$\varepsilon_r$ : est le retrait totale du béton. ( $2 \cdot 10^{-4}$  en climat humide selon **BPEL**)

$r(t)$  : Une fonction du temps variant de **0 à 1**, quand le  $t$  varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

$E_p$ : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_p=190000\text{MPa}$ ).

Donc :

$$\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2 \times 10^{-4} = 38$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ MPa}$$

### VIII.4.3.2. Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le **BPEL91** la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b(x) + \sigma_{max})$$

Avec :

$E_p$ : module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

$\sigma_{max}$ : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements **BPEL** on estime que :

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$$

$$\frac{E_p}{E_{ij}} = 6$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b(x) \quad \text{tel que} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

$M$  : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

$P$  : Force de précontrainte.

$e$  : Excentricité du câble moyen

Les pertes dues au fluage du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

N° de voussoirs	M (MN.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	$\sigma_b$ (MN /m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{fl}$ (MN/m <sup>2</sup> )
vsp	-459,74	71,66	14,058	2,25	112,4928	1,5141	22,71
V1	-362,88	49,32	13,27	1,98	98,4766439	0,6808	10,21
V2	-290,2	34,08	12,56	1,76	92,2916897	0,7498	11,25
V3	-228,61	23,95	11,93	1,55	84,7592258	0,812	12,18
V4	-176,76	17,42	11,37	1,376	75,2770503	0,8401	12,6
V5	-133,45	13,4	10,88	1,22	63,9340312	0,8276	12,41
V6	-97,62	11,16	10,47	1,08	51,0366092	0,7616	11,42
V7	-68,345	11,16	10,14	0,98	35,7321113	0,5973	8,959
V8	-44,85	10,29	9,88	0,89	24,3021959	0,4513	6,77
V9	-26,497	10,73	9,69	0,83	13,9087307	0,2787	4,181
v10	-12,792	13,1	9,58	0,8	5,90188512	0,1232	1,848
V11	-3,3803	15,15	9,58	0,78	1,41216742	0,0301	0,451
						somme	115

Tab.VIII.8 : Résultats Pertes dues au fluage du béton.

La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\Delta\sigma_{fl} = 291,289 \text{MPa}$$

### VIII.4.3.3. Perte dues à la relaxation de l'acier de précontrainte :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît dans les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à **30** ou **40%** de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- ✓ À relaxation normale : **RN**.
- ✓ À très basse relaxation: **TBR**.

Dans notre cas on utilise des **TBR**.

Pour les aciers **TBR** sont caractérisés par une relaxation à 1000 heures exprimée en ( $\rho_{1000}$ ) en général :  $\rho_{1000} = 2,5\%$ .

Le **BPEL91** propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

Avec :

$\sigma_{pi}$  : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

$\mu_0$  : coefficient pris égal à **0,43** pour les aciers TBR.

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine ;  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa.

$\rho_{1000}$  : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

$f_{prg}$  : contrainte limite de rupture garantie = **1860 MP**.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont résumées dans le tableau suivant

voussoir	N°de cable	$\Delta\sigma_{inst}$	$\sigma_{pi}(x)$	$\Delta\sigma_{rlx}(x)$
V1	C1	77,044	1410,96	69,54
	C2	77,023	1410,98	69,54
	C3	94,645	1393,36	66,7
V2	C4	66,844	1421,16	71,21
	C5	75,779	1412,22	69,75
	C6	71,36	1416,64	70,47
V3	C7	81,906	1406,09	68,75
	C8	90,668	1397,33	67,33
	C9	86,293	1401,71	68,04
V4	C10	98,715	1389,29	66,05
	C11	107,38	1380,62	64,67
	C12	103,05	1384,95	65,35
V5	C13	113,4	1374,6	63,72
	C14	121,97	1366,03	62,38
	C15	117,7	1370,3	63,05
V6	C16	128,01	1359,99	61,44
	C17	136,49	1351,51	60,13
	C18	134,22	1353,78	60,48
V7	C19	144,35	1343,65	58,93
	C20	152,73	1335,27	57,66
	C21	148,54	1339,46	58,29
V8	C22	161,21	1326,79	56,39
	C23	165,35	1322,65	55,77
V9	C24	175,93	1312,07	54,2
	C25	180,02	1307,98	53,6
V10	C26	190,84	1297,16	52,03
	C27	194,89	1293,11	51,44
V11	C28	207,94	1280,06	49,58
			somme	1737

Tab.VIII.9 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier

La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est :

$$\Delta\sigma_{rlx} = 1737 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

Les pertes différée finale sont égale à :

-D'après le BPEL :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 115 + 5/6 (1737) = 1600.5 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 1600.5 \text{ MPa}$$

**VIII.4.4. Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 3507.294 + 1600.5 = 5107.794 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$\Delta\sigma_T \% = 100 * \frac{5107.294 * 2}{56 * 1488} = 10.561 = \mathbf{10,56\%} < \mathbf{25\%}$$

**Remarque :**

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (56 câble de 12T15s)

L'estimation des pertes est vérifiée.

### VIII.5. Vérification des contraintes :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section :

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{sup}}$  : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{\text{inf}}$  : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

**P** : Effort de précontrainte Réelle.

**S** : Section transversale du voussoir.

**e** : son excentricité.

**I** : le moment d'inertie de la section.

**M** : Moment généré par application des charges.

**V** : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

**V'** : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\sigma_{\text{bt}}$  : Contrainte admissible de traction

$\sigma_{\text{bc}}$  : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0 \text{ MPA (Car on est en classe I)}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Voussoirs	x	I (m2)	S	v'	v	e	P	M (t.m)	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{Inf}$	OBS
1/2 VSP	4,5	71,66	14,058	3,546	2,454	2,254	106,161	-459,742	0,00215	18,461	OK
V1	8,5	49,32	14,056	3,539	2,442	2,242	98,4766	-362,875	0,0294	17,202	OK
V2	12,5	34,08	13,276	3,276	2,188	1,988	92,2917	-290,2	0,09988	17,211	OK
V3	16,5	23,95	12,565	3,035	1,96	1,76	84,7592	-228,61	0,24502	16,812	OK
V4	20,5	17,42	11,931	2,82	1,756	1,556	75,2771	-176,762	0,29836	15,963	OK
V5	24,5	13,4	11,372	2,631	1,576	1,376	63,934	-133,452	0,2732	14,552	OK
V6	28,5	11,16	10,887	2,467	1,42	1,22	51,0366	-97,6196	0,18928	12,503	OK
V7	32,5	11,16	10,477	2,328	1,288	1,088	35,7321	-68,345	0,00951	9,5577	OK
V8	36,5	10,29	10,141	2,214	1,182	0,982	24,3022	-44,8498	0,0141	6,9116	OK
V9	40,5	10,73	9,88	2,125	1,096	0,896	13,9087	-26,4972	0,0258	4,1873	OK
v10	44,5	13,1	9,694	2,062	1,036	0,836	5,90189	-12,7919	0,0126	1,8457	OK
V11	48,5	15,15	9,582	2,024	1	0,8	1,41217	-3,3803	0,0012	0,448	OK

Tab. VIII.10: Vérification des contraintes en construction.

### VIII.6. Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à solidariser les fléaux entre eux et la parties coulées sur cintre, et à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux, c'est-à-dire les actions dues à l'exploitation de l'ouvrage.

Ils règnent en travée dans les hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages faisant saillie au-dessus de celui-ci. Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive

#### VIII.6.1. Détermination du nombre de câbles de la précontrainte :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel **Robot Structural** après l'analyse de la structure à l'état limite ultime (L'ELU) :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

Avec :

**G** : charge permanente.

**D240** : Charge exploitation roulantes.

**Remarque :**

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

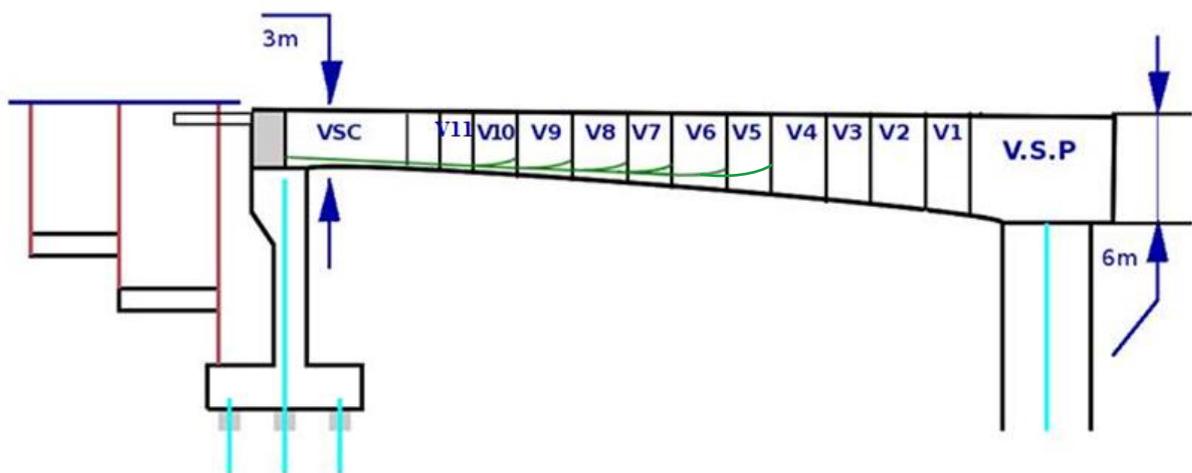
$$P = \frac{\frac{M V'}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e' V'}{I}\right)} \qquad N_i = \frac{P_i}{P_0}$$

**VIII.6.1.1. Câblage de la travée de rive :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

voussoir	X (m)	S (m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t.m)	P(t)	N	N° Réel
V5	24,5	11,372	13,4	1,576	2,631	2,431	4506,08	1565,23	7,7919	10
V6	28,5	10,887	11,16	1,42	2,467	2,267	6313,96	2353,75	11,717	14
V7	32,5	10,477	11,16	1,288	2,328	2,128	6838,57	2644,91	13,167	16
V8	36,5	10,141	10,29	1,182	2,214	2,014	7029,34	2843,23	14,154	18
V9	40,5	9,88	10,73	1,096	2,125	1,925	6653,56	2731,26	13,596	16
V10	44,5	9,694	13,1	1,036	2,062	1,862	5661,37	2248,93	11,195	14
V11	48,5	9,582	15,15	1	2,024	1,824	4062,83	1559,53	7,7635	10
VSC	51,5	9,545	10,24	0,97	2,012	1,812	4058,04	1730,35	8,6139	10
VS <sub>Culée</sub>	65	9,545	10,24	0,97	2,012	1,812	1797,25	766,35	3,815	8

**Tab.VIII.11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée de rive)**



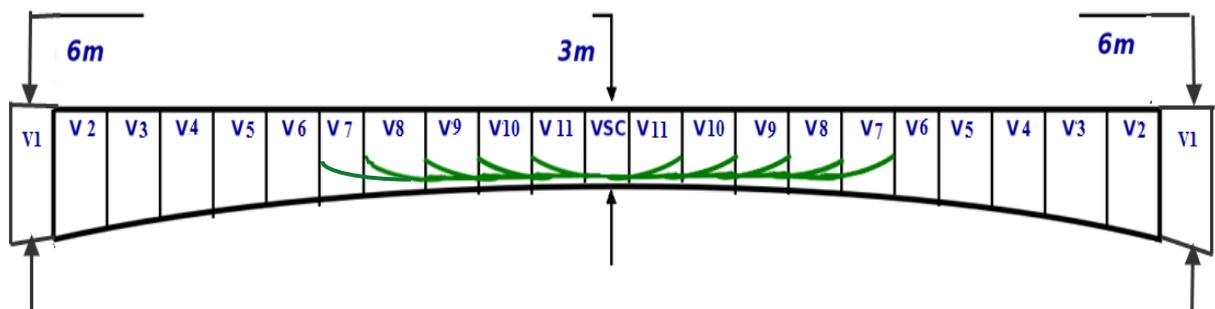
**Fig.VIII.7 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive**

**VIII.6.1.2. Câblage de la travée intermédiaire :**

-Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

voussoir	X (m)	S (m <sup>2</sup> )	I(m4)	V(m)	V'(m)	e'(m)	M(t.m)	P(t)	N	N° Réel
v7	32,5	10,477	11,16	1,288	2,328	2,128	2361,68	913,4128	4,54706	12
V8	36,5	10,141	10,29	1,182	2,214	2,014	2362,2	955,4637	4,75639	12
V9	40,5	9,88	10,73	1,096	2,125	1,925	4663,16	1914,211	9,52913	18
V10	44,5	9,694	13,1	1,036	2,062	1,862	6355,95	2524,848	12,5689	18
V11	48,5	9,582	15,15	1	2,024	1,824	7947,28	3050,579	15,1861	20
VSC	51,5	9,545	10,24	0,97	2,012	1,812	7987,76	3405,993	16,9554	28
V11	55,5	9,582	15,15	1	2,024	1,824	7959,67	3055,335	15,2098	20
V10	59,5	9,694	13,1	1,036	2,062	1,862	6409,15	2545,981	12,6741	18
V9	63,5	9,88	10,73	1,096	2,125	1,925	4736,08	1944,145	9,67814	18
V8	67,5	10,141	10,29	1,182	2,214	2,014	2475,01	1001,093	4,98354	12
V7	71,5	10,477	11,16	1,288	2,328	2,128	2469,41	955,0789	4,75447	12

**Tab.VIII.12 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire)**



**Fig.VIII.8/ Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.**

**VIII.6.2. Les pertes de tension :**

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

VIII.6.2.1. Travée de rive :

Voussoir	$\Delta\sigma_{Pf}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V5	12,827	1,3494	27,62	41,7966	156,93	75,3896
V6	12,827	1,3494	46,271	60,4482	262,905	72,27
V7	22,819	1,265	57,256	81,3402	325,32	68,8424
V8	233,88	1,1906	66,861	301,927	379,89	36,9475
V9	33,501	1,2055	68,688	103,394	390,27	65,3004
V10	1,3656	1,6368	59,405	62,4076	337,53	71,9455
V11	8,1955	1,4116	42,456	52,0636	241,23	73,6654
$\Sigma$	325,41	9,4083	368,56	703,377	2094,08	464,361

Tab.VIII.13 : Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

**Conclusion :**

Les pertes différées finale sont égale à :  
D'après le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance de la perte. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton

$$\Delta\sigma_d = 38 + 2094.04 + 5/6 (464.361) = 2519.00 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 2519.00 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 703.377 + 2519.00 = 3222.377 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 3222.377 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

**Avec :**

**N** : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{3222.377*2}{18*1488} = 0,2406 = 24,06\% \leq 25\% \longrightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

- ✓ Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (**18 câble de 12T15s**).

**VIII.6.2.2. Travée intermédiaire :**

Voussoir	$\Delta\sigma_{Pf}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V7	0,7665	1,81604	19,771	22,3535	112,335	78,7013
V8	20,483	1,36369	22,469	44,316	127,665	74,9649
V9	0,3552	1,90649	48,138	50,3995	273,51	73,9437
V10	16,194	1,4009	66,692	84,2867	378,93	68,3646
V11	3,4121	1,62613	83,052	88,09	471,885	67,75
VSC	484,78	1,0626	93,643	579,49	532,065	7,96484
V11	3,4121	1,62613	83,181	88,2193	472,62	67,7291
V10	16,194	1,4009	67,249	84,8437	382,095	68,2744
V9	0,3552	1,90649	49,936	52,1973	283,725	73,6431
V8	20,483	1,36369	23,541	45,3879	133,755	74,7846
V7	0,7665	1,81604	20,674	23,2564	117,465	78,5461
$\Sigma$	567,21	17,2891	578,34	1162,84	3286,05	734,67

**Tab.VIII.14 : Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.**

**Conclusion :**

Les pertes différées finale sont égale à :

D'après le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance de la perte. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton

$$\Delta\sigma_d = 38 + 3286.05 + \frac{5}{6} (734.67) = 3936.27 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 3936.27 \text{ MPa}$$

#### ❖ Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 3936.27 + 1162.84 = 5099.11 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 5099.11 \text{ MPa}$$

=> Donc on a un pourcentage de perte égale à :

Avec N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{5099.11 * 2}{28 * 1488} = 0,2447 = 24,47\% \leq 25\% \longrightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

#### Remarque :

Les pertes de tension sont inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent les charges considérées.

✓ Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**28 câble de 12T15s**).

### VIII.7. Vérification des contraintes en phase de service : ELS

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Donc, on est amené à vérifier :

- ♦ **1<sup>er</sup> Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes c'est-à-dire la vérification à vide. (**G+CCP**)
- ♦ **2<sup>ème</sup> Cas** : où l'ouvrage est sollicité par les charges permanentes et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la vérification en service (**G+D240**)

À vide (sous  $M_{min}$ ) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{min}||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{min}||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

En charge (sous  $M_{max}$ ) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{max}||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{max}||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$M_{max}$ : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D240,

$M_{min}$  : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = \mathbf{21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = \mathbf{0 \text{ MPa}}$$
 (Car on est en **classe I**)

### VIII.7.1. Travée de rive:

#### ❖ Vérification à vide :

Voussoirs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MPa)	OBS
v5	24,5	13,4	11,372	2,631	1,576	2,431	589,654	1697,43	0,208	1,819	OK
V6	28,5	11,16	10,887	2,467	1,42	2,267	1468,15	3939,08	0,572	5,509	OK
V7	32,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	1518,24	3925,27	0,647	4,846	Ok
V8	36,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	2189,12	5412,07	1,006	6,894	Ok
V9	40,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	2588,13	6504,4	1,268	6,865	Ok
V10	44,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2603,01	6551,65	1,336	4,65	Ok
V11	48,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	2420,65	6304,32	1,278	3,128	Ok
VSC	51,5	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	2451,32	5747,23	1,33	5,801	Ok
VSCulée	65	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	1710,14	4010,75	0,928	3,941	OK

Tab.VIII.15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous  $M_{min}$  : (G + CCP)

❖ Vérification en charge :

Voussoirs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	V (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ <sup>sup</sup> (MPa)	σ <sup>Inf</sup> (MPa)	OBS
v5	24,5	13,4	11,372	2,631	1,576	2,431	617,845	1778,43	0,218	1,928	OK
V6	28,5	11,16	10,887	2,467	1,42	2,267	1495,19	4010,88	0,583	5,618	OK
V7	32,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	1553,09	4015,61	0,662	4,968	OK
V8	36,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	2263,65	5593,99	1,04	7,14	OK
V9	40,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	2698,41	6573,53	1,323	7,175	OK
V10	44,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2759,54	6944,25	1,416	4,946	OK
V11	48,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	2593,11	6755,5	1,369	3,369	OK
VSC	51,5	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	2659,51	6237,11	1,443	6,326	OK
VSCulée	65	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	1897,94	4451,08	1,03	4,413	OK

Tab.VIII.16 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmax : (G + D240).

VIII.7.2. Travée intermédiaire :

❖ Vérification à vide :

Voussoirs	x (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	σ <sup>sup</sup> (MPa)	σ <sup>Inf</sup> (MPa)	OBS
V7	32,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	965,346	2495,75	0,412	2,182	OK
V8	36,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	1007,01	2489,88	0,463	2,0649	OK
V9	40,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	1896,14	4618,74	0,929	4,625	OK
V10	44,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2451,26	6170,24	1,258	8,4693	OK
V11	48,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	2873,65	7483,85	1,517	11,806	OK
VSC	51,5	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	3191,11	7483,12	1,731	7,7564	OK
V11	55,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	2854,95	7434,73	1,507	11,728	OK
V10	59,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2299,54	5788,49	1,18	7,9453	OK
V9	63,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	1678,23	4086,54	0,822	4,092	OK
V8	67,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	751,854	1858,56	0,346	1,5414	OK
V7	71,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	724,312	1872,72	0,309	1,6373	OK

Tab.VII.17 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmin : (G +CCP).

## ❖ Vérification en charge :

Voussoirs	x (m)	I (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MP)	OBS
V7	32,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	892,758	2308,21	0,381	2,0181	OK
V8	36,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	933,445	2307,7	0,429	1,9138	OK
V9	40,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	1884,63	4591,12	0,924	4,5973	OK
V10	44,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2491,94	6273,1	1,279	8,6105	OK
V11	48,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	3019,21	7865,58	1,594	12,408	OK
VSC	51,5	10,24	9,545	2,012	0,97	1,812	3372,85	7910,05	1,83	8,1989	OK
V11	55,5	15,15	9,582	2,024	1	1,824	3026,94	7885,71	1,598	12,44	OK
V10	59,5	13,1	9,694	2,062	1,036	1,862	2532,61	6375,51	1,3	8,7511	OK
V9	63,5	10,73	9,88	2,125	1,096	1,925	1943,29	4734,02	0,952	4,7404	OK
V8	67,5	10,29	10,141	2,214	1,182	2,014	1016,95	2511,76	0,467	2,0831	OK
V7	71,5	11,16	10,477	2,328	1,288	2,128	969,396	2506,17	0,413	2,1911	OK

Tab.VIII.18 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous Mmax : (G + D240).

**Conclusion :**

D'après les tableaux ci-dessus nous remarquons, que les conditions de vérification des contraintes à vide et en charge sont vérifiées, donc notre ouvrage travaille en sécurité.

***CHAPITRE IX***  
***ETUDE TRANSVERSALE :***

## Introduction :

Dans le chapitre IV, nous avons adaptée pour le cas des ponts construits en encorbellement une rigidité importante face à la torsion aux appuis sans subir des déformations irréversibles supérieures, elle développe une résistance appréciable face à la flexion locale.

Il est donc primordial d'étudier le comportement de la section transversale sous l'effet des charges permanentes, d'une part, et d'exploitation d'autre part.

Nous limiterons notre étude aux calculs à la flexion transversale des deux sections de hauteurs extrêmes, soient une section près de la pile et une à la clé.

### IX.1. Modélisation :

La modélisation et la détermination des sollicitations qui agiront sur la feront par laméthode des éléments finis, en utilisant Autodesk Robot Structural Analyses 2010.

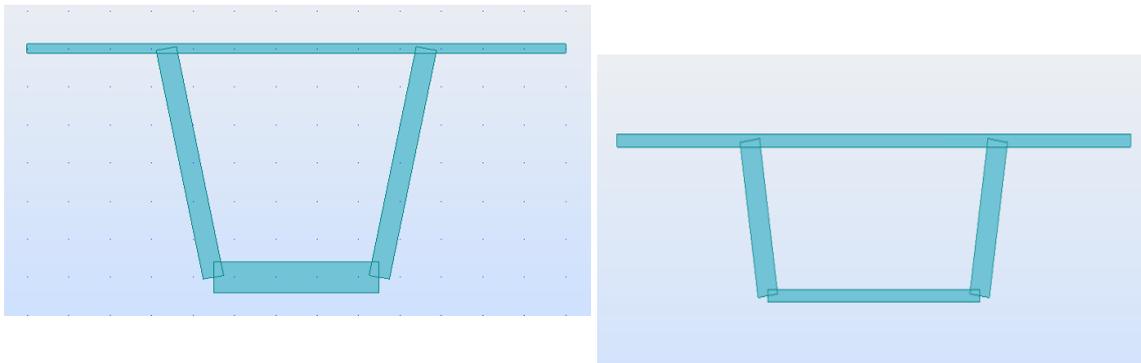


Fig. IX.1 : Modèle de calcul en 3D.

### IX.2. Définition des charges

La section est soumise à tous les types de chargements, qu'ils soient permanents ou d'exploitation, on doit donc vérifier que celle-ci est justifié sous l'effet de ces sollicitations Dans la suite de nos calculs nous considérons des voussoirs de 1 m de longueur d'après le « Fascicule N°61 Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

#### IX.2.1. Poids propre « G »:

La valeur du poids propre et les effets qu'il engendre sont automatiquement pris en compte par le logiciel.

#### IX.2.2. Revêtement et chape « Prev »:

Le revêtement est constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec la densité suivante :  $2,4 \text{ t/m}^3$ .  
On a la largeur roulable :  $L_r = 1 \text{ m}$ .

$$P_{\text{rev}} = (0,08 \times 1 \times 2,4) = 0,192 \text{ t/ml.}$$

**IX.2.3. Poids propre des trottoirs et corniche :**

Pour le trottoir à droite  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,441 = \mathbf{1,1025 \text{ t/ml}}$

Pour le trottoir à gauche  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,201 = \mathbf{0,5025 \text{ t/ml}}$ .

D'où le poids de trottoirs +corniche est :

$$P_T(\text{tr}+\text{corniche}) = \mathbf{1,605 \text{ t/ml}}$$

**IX.2.4. Garde-corps:**

Le poids d'un garde-corps est estimé  $\mathbf{0,1 \text{ t/ml}}$ .

Donc :  $P_{gc} = \mathbf{0,1 \text{ t}}$  (le fascicule 61, titre II a)

**IX.2.5. Glissières de sécurité de pont :**

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$$P_{gs} = \mathbf{0,06 \text{ t}} \cdot P_{gs} = \mathbf{0,12 \text{ t/ml}} \longrightarrow \text{(deux glissière).}$$

**IX.2.6. Charges routières :**

Nous allons considérer les charges suivantes :

**A(I), Bc, Bt** et **M<sub>C120</sub>** car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

**IX.2.7. Système de charge A :**

$$A(L) = \mathbf{230 + \frac{36000}{L+12} = 1,86 \text{ t/ml}}$$

**IX.2.8. Système de charge « Bc » :**

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta = \mathbf{1,038}$$

Charge ponctuelle de  $\delta_{bc} = 6 \times 1.038 = \mathbf{6,228 \text{ t}}$

**IX.2.9. Système de charge « Bt » :**

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = \mathbf{1,031}$$

Charge ponctuelle de  $16 \times 1.031 = \mathbf{16,496 \text{ t}}$

**IX.2.10. Charges militaires « Mc<sub>120</sub> » :**

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2, 3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,045$

On considère le poids d'une de deux chenilles appliqué sur le voussoir,

Soit : 
$$MC120 = \frac{55}{6.1+1} * 1.045 = 9,422 \text{ t/m}^2$$

**IX.2.11. Convoi exceptionnel D240 :**

Convoi de 2400 kN avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc D240 = 4,032 t/m<sup>2</sup>

**IX.2.12. Charges sur trottoirs « St » :**

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m<sup>2</sup> (**fascicule 61 titre II**)

Donc : St = **0,45t/ml** sur le trottoir de droite.

**IX.3. Les combinaisons d'actions :**

Les combinaisons de charges ont adoptées pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	<b>combinaisons</b>
<b>ELU</b>	<b>1.35G +1.6 (A(I) + St)</b>
	<b>1.35G +1.6 (Bc+St)</b>
	<b>1.35G +1.6 (Bt+ St)</b>
	<b>1.35 G + 1.6 Mc120</b>
	<b>1.35G + D240</b>
<b>ELS</b>	<b>G + 1.2 (A(I) +St)</b>
	<b>G + 1.2 (Bc + St)</b>
	<b>G + 1.2 (Bt + St)</b>
	<b>G + 1,2 Mc120</b>
	<b>G + 1,2 (Bt + St )+ 0,5 Δt</b>
	<b>G +1.2 (Bc +St) +0.5Δt</b>
	<b>G+D240</b>

**Tab.IX.1 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale**

**Avec :**

**G** : Charges permanentes

**A(I)** : Système de charge A définies dans le **fascicule 61 titres II**

**Bc et Bt**: Système de charges B définies dans le **fascicule 61 titre II**

**Mc<sub>120</sub>**: Charges militaires ; système de charges M définies dans le **fascicule 61 titre II.**

**Δt** : Le gradient thermique.

#### XI.4. Détermination des efforts :

Après analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$A \text{ P'ELU: } 1,35G + 1,6 (Bt + St)$$

$$A \text{ P'ELS: } G + 1,2 (Bt + St)$$

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

##### IX.4.1. Section proche pile :

➤ A P'ELU :

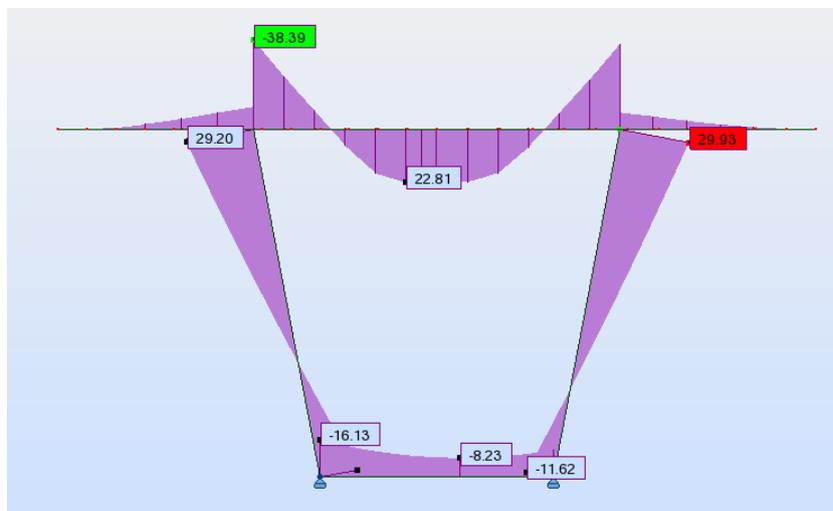


Fig.IX.2 : Diagramme des moments fléchissant à P'ELU [t.m]

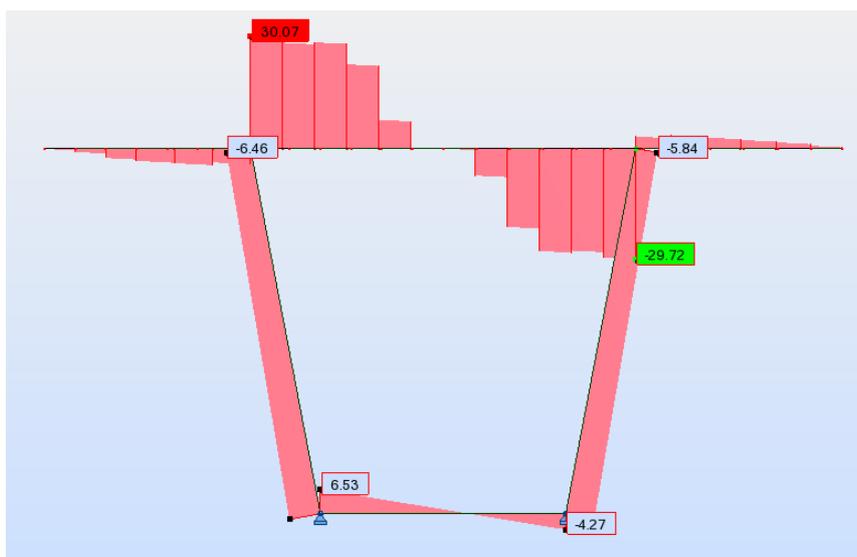


Fig.IX.3 : Diagramme des efforts tranchants à P'ELU [t].

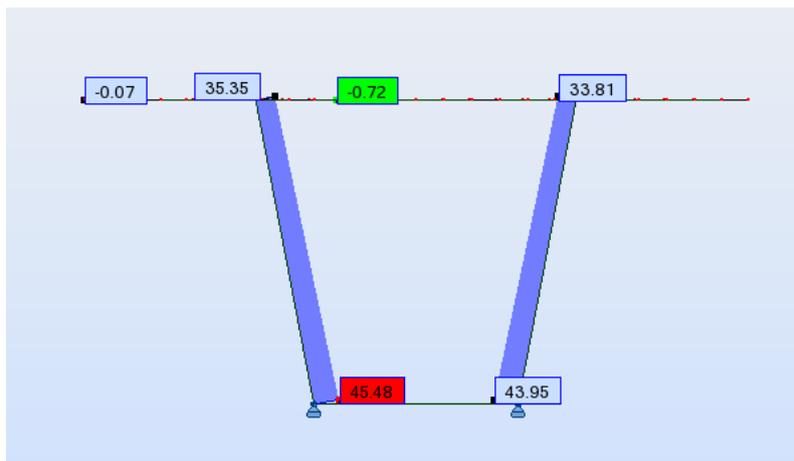


Fig.IX.4 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

➤ A l'ELS :

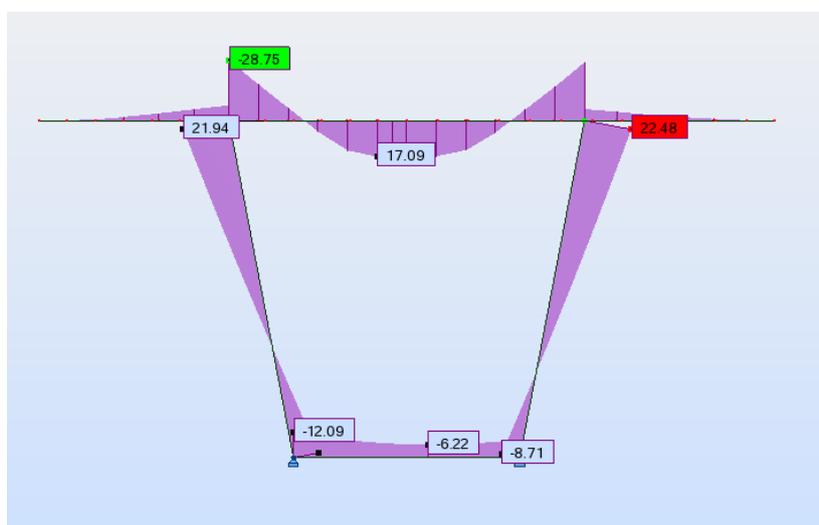


Fig.IX.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

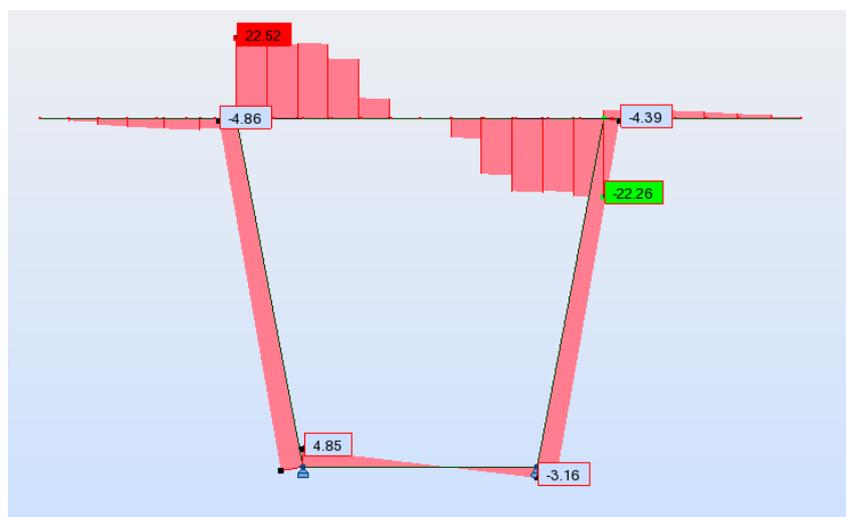


Fig.IX.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

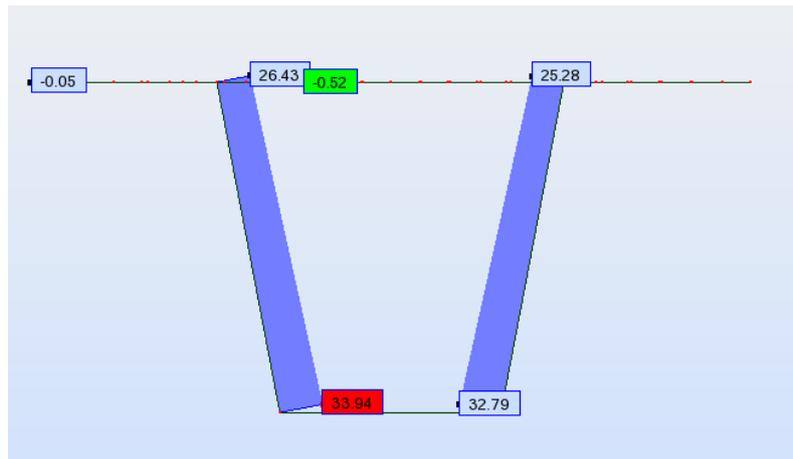


Fig.IX.7 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

IX.4.2. Section à la clé :

➤ A L'ELU

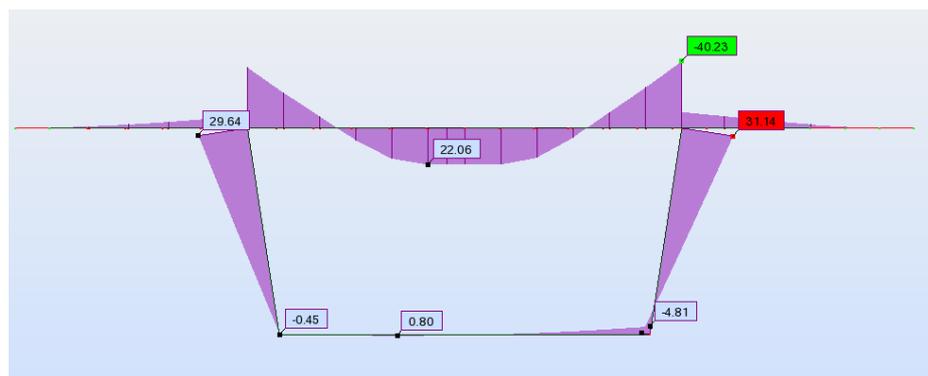


Fig.IX.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]

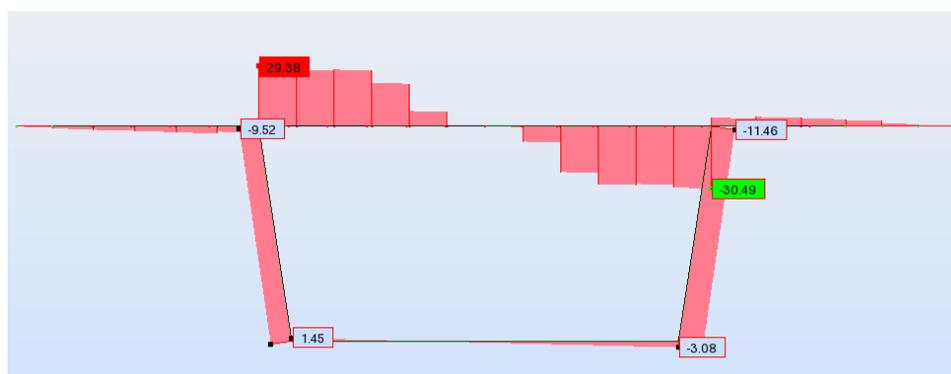


Fig.IX.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

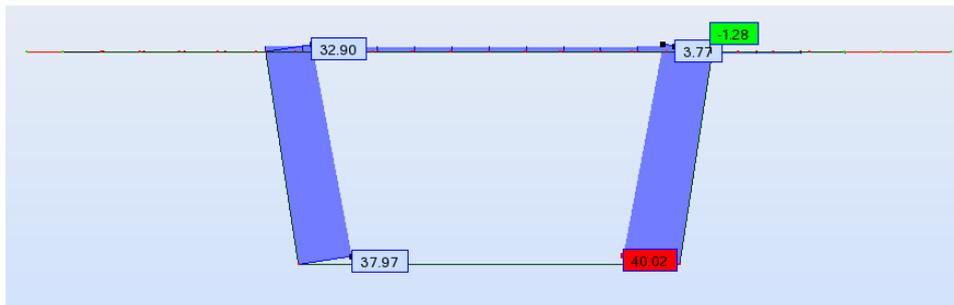


Fig.IX.10 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

➤ A l'ELS:

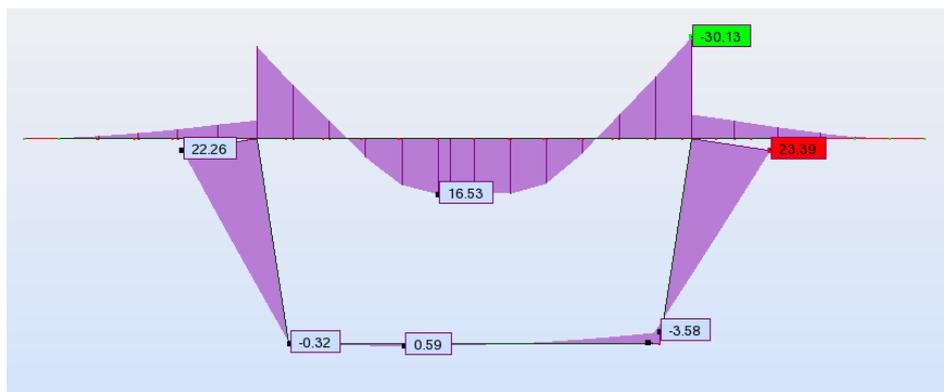


Fig.IX.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

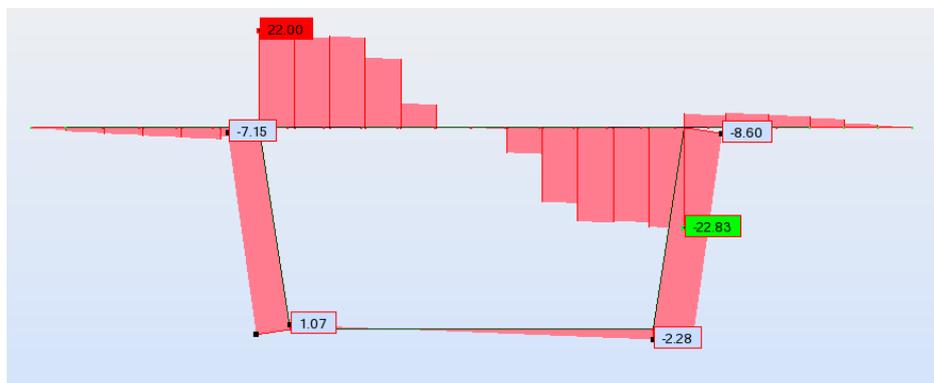


Fig.IX.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

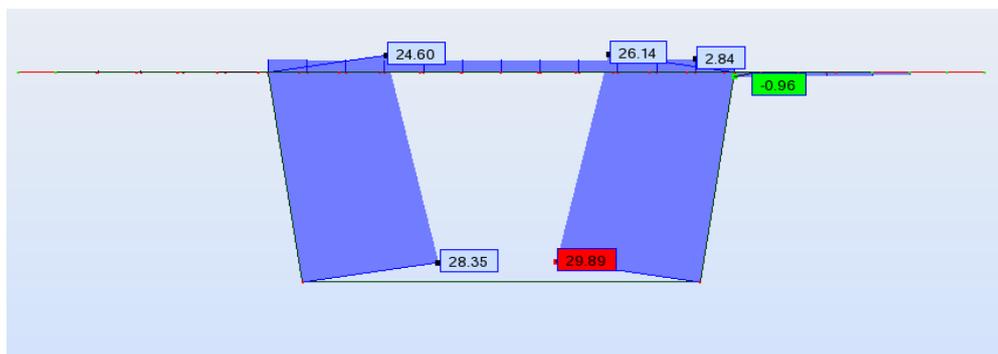


Fig. IX.13 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].

**Résultat :**

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

➤ **Section sur pile :**

Dalle	Supérieure	$M_{\max}(t.m)$	38.39
		$M_{\min}(t.m)$	22.81
	Inférieure	$M_{\max}(t.m)$	16.13
		$M_{\min}(t.m)$	8.23
Âme	Droite	$M_{\max}(t.m)$	29.93
		$N_{\max}(t)$	45.48
	gauche	$M_{\max}(t.m)$	29.20
		$N_{\max}(t)$	43.95

Tab.IX.2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

➤ **Section sur culée :**

Dalle	Supérieure	$M_{\max}(t.m)$	40.23
		$M_{\min}(t.m)$	22.06
	Inférieure	$M_{\max}(t.m)$	4.81
		$M_{\min}(t.m)$	0.80
Âme	Droite	$M_{\max}(t.m)$	31.14
		$N_{\max}(t)$	40.02
	gauche	$M_{\max}(t.m)$	29.64
		$N_{\max}(t)$	37.97

Tab.IX.3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

**IX.5. Vérification de l'effort tranchant :**

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right] = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte de cisaillement admissible.

$b$  : largeur de la section.

$d$  : hauteur utile.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

➤ **Voussoir sur pile :**

Section	/	b (mm)	D (mm)	$V_u$ (t)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
console	appuis	1000	250	7,27	0,29	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	22,52	0,90	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	250	4,85	0,194	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	33,94	1,358	3,500	Vérifiée

Tab.IX.4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

➤ **Voussoir sur culée :**

Section	/	b (mm)	D (mm)	$V_u$ (t)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Obs
console	appuis	1000	250	7,17	0,287	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	22,00	0,88	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	800	2,28	0,091	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	29,89	1,196	3,500	Vérifiée

Tab.IX.5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

**IX.6. Vérification au poinçonnement :**

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : (**BAEL 91**)

$$Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

**Qu** : valeur de la force concentrée en MN ; **Qu** = 0,1MN

**H** : hauteur de la section.

**D** : Longueur de la surface d'impact de la roue.

$U_c$  : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45 \text{ m.}$$

$$Q_u \leq 0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,045 U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite pour les trois system, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### IX.7. Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement  $\lambda$  de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$\lambda$  : élançement du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement

La longueur de flambement  $l_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$  ;

$l_f = 0,5 l_0$  : Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;

$l_0$  : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à  $\cos a \times l_0 = 3,95 \text{ m}$

$i$  : rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1 \times 0,5^3 / 12 = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$B = bh = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0104}{0,5}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{0,144} = 13,715 < 50 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

**IX.8. Ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS »

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et inférieur.

**❖ Données du problème :**

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

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ : Fissuration préjudiciable}$$

$$c = c' = 5 \text{ cm} \text{ : On prend le même enrobage pour toutes les sections :}$$

**IX.8.1. Ferrailage en flexion simple pour les dalles :****➤ Sens transversal :**

$A_{st}$  : La section de l'acier qui est égale à:

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**Avec :**

$M_u$  : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte limite à la traction :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa} & \ll \text{ELU} \gg \\ \text{Min} (2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 228,63 \text{ MPa} & \ll \text{ELS} \gg \end{cases}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$d = h - c$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_{st}} = 0,475$$

- Sens longitudinal (armature de répartition) :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

### IX.8.2. Ferrailage en flexion composé pour les âmes :

La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 17,896 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,0113$$

Si  $\mu_f \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,896}{0,995 \times 0,95 \times 266,67} \times 100 = 7,10 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,20 \text{ cm}^2$$

### IX.8.3. Condition de non fragilité:

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_{s_{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

**IX.9. Ferrailage de voussoir près de la pile:**

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

➤ **Console ; dalle supérieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 25 \text{ cm}$   
 La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 80 \text{ cm}$   
 La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Les âmes :**

Hauteur de l'âme :  $h = 50 \text{ cm}$   
 La largeur de l'âme :  $b = 100 \text{ cm}$

**Remarque :**

Quand la section calculée est inférieure à la section minimale  $A_s \leq A_{s_{min}}$  on prend directement  $A_{s_{min}}$ , et on applique le même principe sur les armatures transversales «  $A_t$  ».

➤ **Dalle supérieur :**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	D (m)	Z (mm)	Ast (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s<sub>min</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversal	A <sub>S1</sub> (cm2)	Armatures longitudinales
Appuis	38,39	0,25	0,2	161,4	104,03	3,11	104,03	<b>9HA Φ40</b>	34,67	<b>8HA Φ25</b>
Travée	22,81	0,25	0,2	161,4	51,81	3,11	61,81	<b>8HA Φ32</b>	20,60	<b>7HA Φ20</b>

**Tab.IX.6 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.**

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

**Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 104.03 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **9 HA Φ40**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 61,81 \text{ cm}^2$  Ce qui correspond à **8 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 20,79 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **8HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

$A_i = 18,44 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **7 HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ **Dalle inférieure :**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{S_{\min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	As adopté ( $\text{cm}^2$ )	Armatures transversales	$A_{S_l}$ ( $\text{cm}^2$ )	Armatures longitudinales
Appuis	16,13	0,8	0,75	605,25	11,66	11,64	11,66	<b>8HA <math>\Phi 14</math></b>	3,88	<b>4HA <math>\Phi 12</math></b>
Travée	8,23	0,8	0,75	605,25	5,95	11,64	11,64	<b>8HA <math>\Phi 14</math></b>	3,88	<b>4HA <math>\Phi 12</math></b>

**Tab.IX.7 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la pile.**

**Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 11,64 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **8 HA  $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 11,64 \text{ cm}^2$  Ce qui correspond à **8 HA  $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 3,88 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **4HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

$A_i = 3,88 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **4HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

➤ **L'âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s_{\min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	As adopté ( $\text{cm}^2$ )	Armatures transversales	$A_{S_l}$ ( $\text{cm}^2$ )	Armatures longitudinales
$M_{\max}$	29,93	0,5	0,45	363,0825	47,01	6,99	47,01	<b>10HA <math>\Phi 25</math></b>	15,67	<b>8HA <math>\Phi 16</math></b>
$N_{\max}$	45,48									

**Tab.IX.8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.**

**Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 52,23 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **10HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 17,41 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **8HA  $\Phi 16$** , avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

**IX.10. Ferrailage de voussoir près de la culée :**

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

➤ **Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle :  $h = 25 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Les âmes :**

Hauteur de l'âme :  $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme :  $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Dalle supérieure :**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s_{\min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ adopté ( $\text{cm}^2$ )	Armatures transversales	$A_{s_l}$ ( $\text{cm}^2$ )	Armatures longitudinales
Appuis	40,23	0,25	0,2	168,33	104,53	3,11	104,53	<b>9HA <math>\Phi 40</math></b>	34,84	<b>8HA <math>\Phi 25</math></b>
Travée	22,06	0,25	0,2	168,33	57,32	3,11	57,32	<b>8HA <math>\Phi 32</math></b>	19,11	<b>7HA <math>\Phi 20</math></b>

**Tab.IX.9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.**

**Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 104,53 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **9HA  $\Phi 40$** , avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

$A_i = 57,32 \text{ cm}^2$  Ce qui correspond à **8 HA  $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 34,84 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **8HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 10cm.

$A_i = 19,11 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **7HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

➤ **Dalle inférieure:**

Moment sur	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	As <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Appuis	4,81	0,25	0,2	161,37	13,04	3,11	13,04	<b>7HA Φ16</b>	4,35	<b>4HA Φ12</b>
Travée	0,80	0,25	0,2	161,37	2,17	3,11	3,11	<b>4HA Φ 12</b>	1,04	<b>2HA Φ9</b>

**Tab.IX.10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée**

**Armatures principales (sens transversale)**

As = 13,04cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **7HA Φ16**, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

Ai = 3,11cm<sup>2</sup> Ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal)**

As = 4,35cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

Ai = 1,04cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **2HA Φ9**, avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

➤ **L' âme :**

Moment	M (t.m)	H (m)	d (m)	Z (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	As <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
M <sub>max</sub>	29,20	0,5	0,45	363,0825	45,76	6,99	45,76	<b>10HA Φ 25</b>	15,25	<b>8HA Φ 16</b>
N <sub>max</sub>	43,95									

**Tab.IX.11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.**

**Armatures principales (sens transversale) :**

As = 50,29cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **10 HA Φ25**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

**Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

As = 3,02cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **8HA Φ16**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

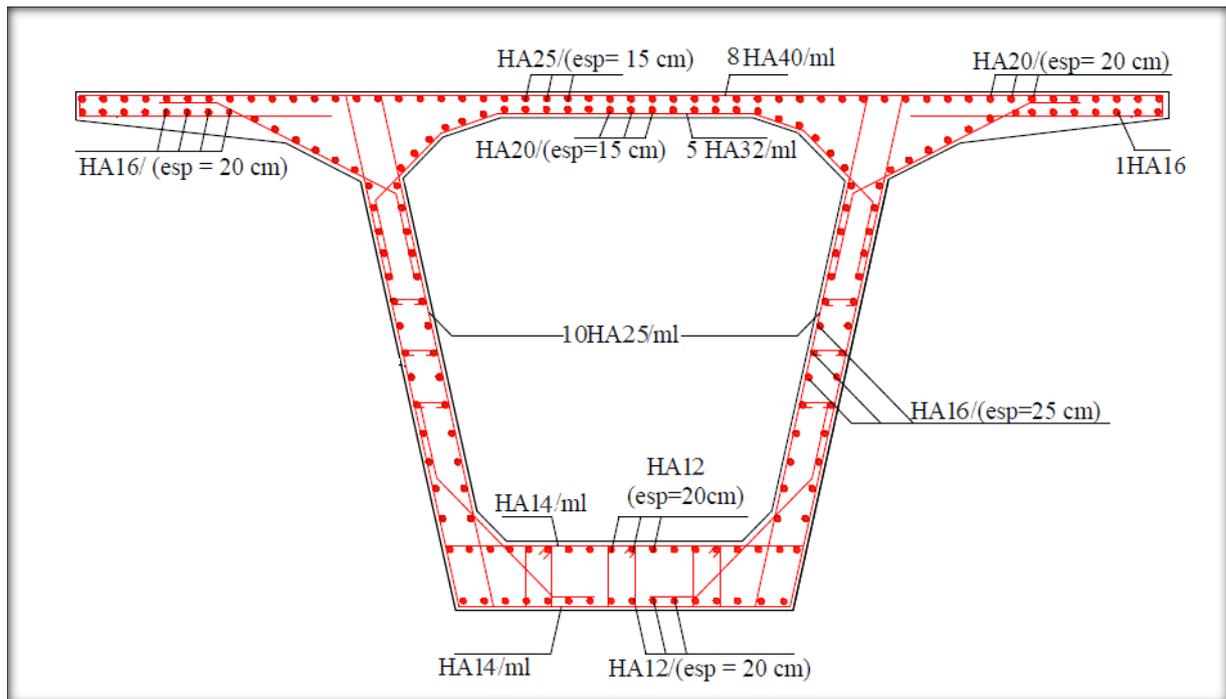


Fig.IX.14 : Schéma du Ferrailage du vousoir près de la pile

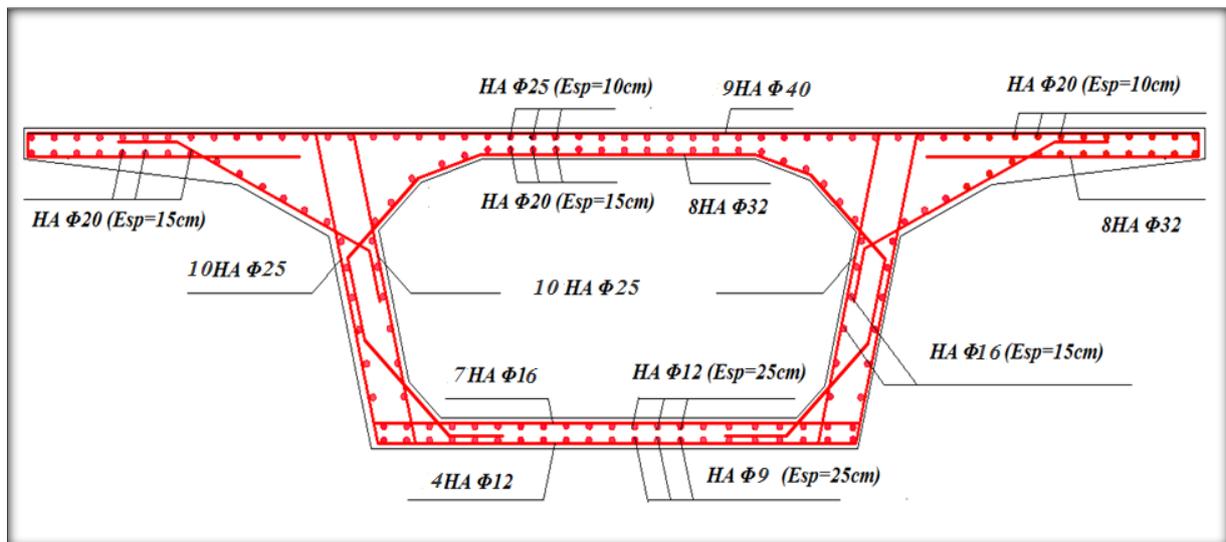


Fig.IX.15 : Schéma du Ferrailage du vousoir près de la clé.

### IX.11. Ferrailage du bossage (SETRA 2003, [Réf.6]) :

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans la dalle inférieure, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus de la dalle inférieure ou en dessous de la dalle supérieure.

À l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et la dalle, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans la dalle.

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- **Un moment** dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, qui vaut :

$$M = P \frac{L}{2} \sin \alpha$$

- **Deux poussées réparties**, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage ( $P \sin \alpha$ ), l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale.

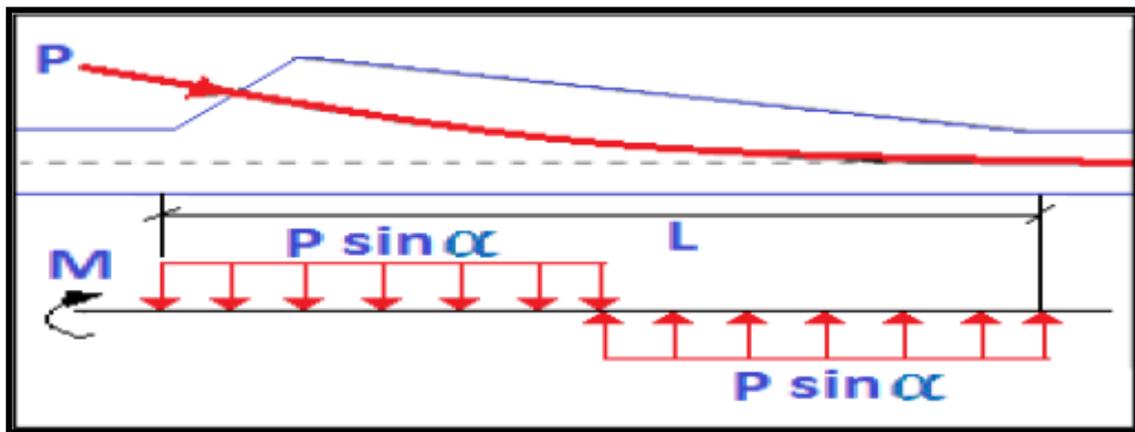


Fig.IX.16 : Les différentes actions dues à l'ancrage.

Avec :

$L$  : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

- **Ferrailage du bossage :**

Pour un effort  $P$  à l'ancrage et avec  $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$ , et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:

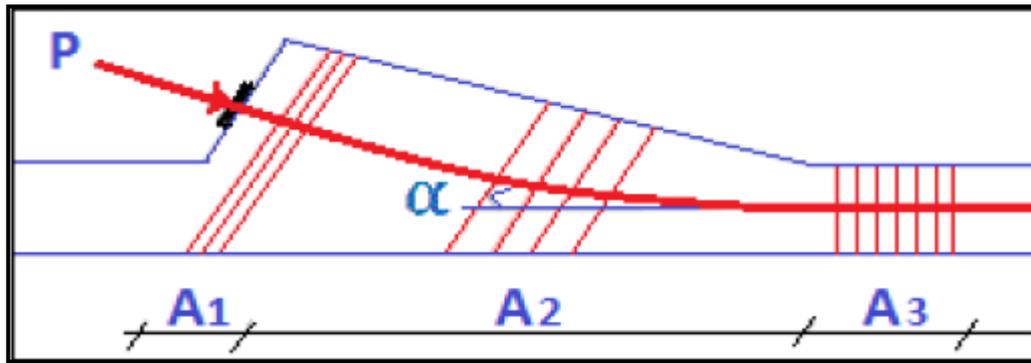


Fig.IX.17 : distribution du ferrailage dans un bossage.

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite :

- ❖ Armatures de section totale  $A_1$  formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm) :

$$A_1 = \frac{P_0}{\sigma_s} (0,5 - \sin\alpha)$$

Avec :

$P_0$ : force de précontrainte à l'ancrage.

$\alpha$ : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

$P_0 = 273,02t = 2678326,2$  N pour un câble de **12T15s**

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0,35}{1,5} = 0,2333 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 13,13^\circ$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

Armatures de tirant :

$$A_1 = \frac{P_0}{\sigma_s} (0,5 - \sin\alpha) \quad A_1 = \frac{2678326,2}{266,67} (0,5 - \sin\alpha)$$

$$A_1 = 2740,28 \text{ mm}^2 = \mathbf{27,40 \text{ cm}^2}$$

Soit **6HA  $\Phi 25$**  répartis sur une distance de **30cm**.

- ❖ Armatures de couture de section totale  $A_2$  réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble :

$$A_2 = \frac{1}{2} \frac{P_0}{\sigma_s} = 50,21 \text{ cm}^2$$

Soit **11HA  $\Phi 25$**  répartis sur une distance de **150cm**.

- ❖ Armatures de section totale  $A_3$  destinée à reprendre la poussée au vide le long de zone courbe du câble :

$$A_3 = \frac{P_0}{\sigma_s} \sin \alpha = 22,81 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA  $\Phi 25$  répartis sur une distance de 60cm.

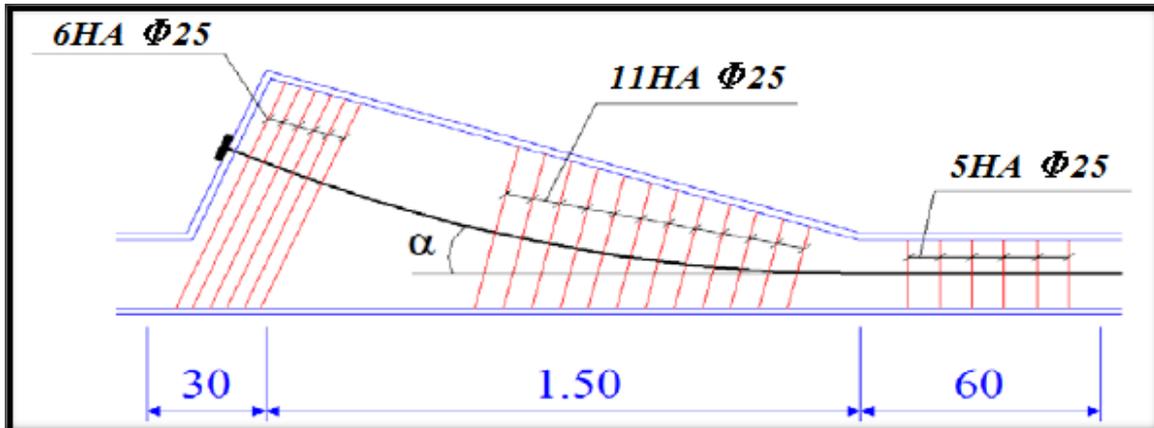


Fig.IX.18 : Détail de ferrailage d'un bossage.



Fig.IX.19 : ferrailage d'un bossage dans un vousoir

### Conclusion :

Le ferrailage de la dalle supérieure et les portes à faux sont conséquents vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément est moins sollicité. Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

***CHAPITRE X :***  
***RÉSISTANCE À L'EFFORT***  
***TRANCHANT***

### Introduction :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- ♦ Résister aux efforts de cisaillement.
- ♦ Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

### X.1. Détermination des efforts tranchant :

### X.2. Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison G + D240.

### X.3. Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$V_P = P \sin \alpha$$

Avec :

$P = n P_0$

$n$  : nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

$P_0$  : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

$\alpha$  : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

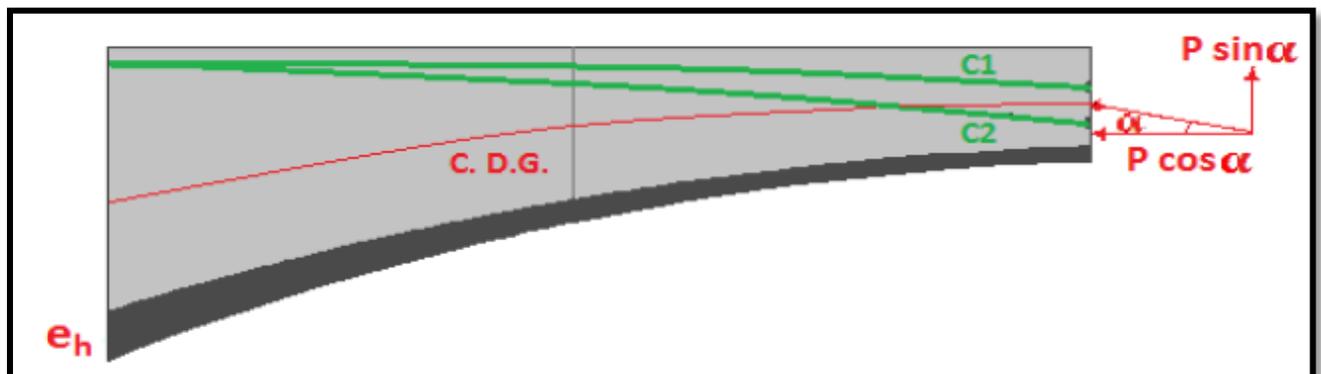


Fig.X.1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

#### X.4. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparaît une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante : (H.THONIER 92, [Réf.8]).

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

Avec :

$$Z = H - \frac{1}{2}e_s - \frac{1}{2}e_i$$

$M_{ext}$  : Moment due aux charges extérieures.

$e_s$  : épaisseur de la dalle supérieure

$e_i$  : épaisseur de la dalle inférieure

$\frac{dh}{dx}$  : Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

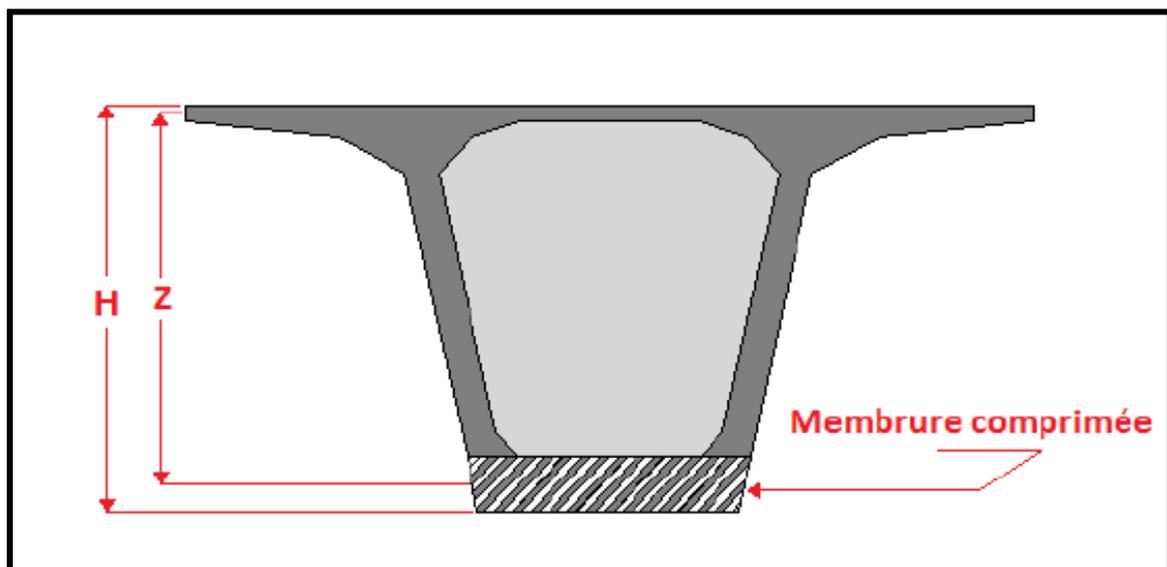


Fig.X.2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$V_R = V_{ext} - V_P + V_{RESAL}$$

$$V_R = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

### X.1.5. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :(BPEL 91, [Réf.13])

- ♦ L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z bn}$$

Avec :

$V_R$  : effort tranchant réduit.

$$Z = \frac{I}{S_y}$$

$I$  : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$  : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

$bn$  : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme

$$bn = 2(a - \Phi) = 2(0,5 - 0,082) = 0,836 \text{ m}$$

La vérification à faire est la suivante :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Avec :

$\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la section de calcul  $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte :  $\sigma_t = 0$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$  et

$f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	Nbre de câbles arrêtés	$P_{sin} \alpha$ (MN)	Z (m)	$M_{ext}$ (MN.m)	$V_{ext}$ (MN)	$V_{resal}$ (MN)	$V_R$ (MN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	6	5,404	5,46	422,7	19,01	18,27	4,66	8,003	1,095	8,68	5,41	Vérifiée
V2	6	1,717	4,99	254,14	18,84	12,02	5,104	7,566	1,643	8,36	5,6	Vérifiée
V3	6	1,466	4,56	254,12	15,1	13,14	0,491	7,034	0,216	7,98	5,82	Vérifiée
V4	6	1,491	4,18	133,72	14,94	7,55	5,899	6,398	3,514	7,52	6,08	Vérifiée
V5	6	1,299	3,84	84,42	13,1	5,179	6,622	5,653	5,170	6,99	6,39	Vérifiée
V6	6	1,215	3,55	84,39	9,89	5,601	3,074	4,797	2,987	6,37	6,75	Vérifiée
V7	6	1,227	3,31	61,2	9,68	4,364	4,089	3,835	4,589	5,68	7,15	Vérifiée
V8	4	0,497	3,11	23,08	7,99	1,751	5,742	2,773	4,762	4,91	7,59	Vérifiée
V9	4	0,449	2,95	23,07	5,06	1,845	2,766	2,033	3,044	4,38	7,9	Vérifiée
V10	4	0,417	2,839	45,91	3,54	3,816	0,69	1,243	0,614	3,81	8,23	Vérifiée
V11	2	0,102	2,77	62,73	2,06	5,341	3,38	0,419	2,55	3,22	8,57	Vérifiée

Tab.X.1.Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Voussoir	Nbre de	$P_{sin} \alpha$ (t)	Z (m)	$V_{ext}$ (t.m)	$M_{ext}$ (t)	$V_{resal}$ (t)	$V_R$ (t)	$\sigma_x$ (Mpa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	6	5,404	5,46	2,183	44,51	1,924	5,14	8	1,21	8,68	5,41	Vérifiée
V2	6	1,717	4,99	1,045	62,37	2,95	3,62	7,57	1,17	8,36	5,6	Vérifiée
V3	6	1,466	4,56	1,538	67,55	3,494	3,42	7,03	1,51	7,98	5,82	Vérifiée
V4	6	1,491	4,18	3,097	65,73	3,711	2,11	6,4	1,25	7,52	6,08	Vérifiée
V5	6	1,299	3,84	4,577	55,93	3,43	0,15	5,65	0,12	6,99	6,39	Vérifiée
V6	6	1,215	3,55	4,876	40,15	2,665	0,99	4,8	0,97	6,37	6,75	Vérifiée
V7	6	1,227	3,31	6,419	17,78	1,268	3,92	3,83	4,4	5,68	7,15	Vérifiée
V8	4	0,497	3,11	9,68	46,62	3,538	5,64	2,77	4,65	4,91	7,59	Vérifiée
V9	4	0,449	2,95	9,829	46,66	3,732	5,64	2,03	3,22	4,38	7,9	Vérifiée
V10	4	0,417	2,83	11,57	89,05	7,403	3,74	1,24	3,32	3,81	8,23	Vérifiée
V11	2	0,102	2,77	15,34	195,5	16,65	1,41	0,42	1,07	3,22	8,57	Vérifiée

Tab.X.2 : Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

**Conclusion :**

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition  $\tau \leq \bar{\tau}$  est toujours vérifiée, On peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

***CHAPITRE XI :***  
***ÉQUIPEMENT DE PONT***

## Introduction :

Le terme "Appareil d'appui" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par le tablier d'un ouvrage d'art. Le schéma théorique du fonctionnement de la structure est étroitement lié aux degrés de liberté des appareils d'appui. À titre de rappel, les fonctions assurées par les appareils d'appui sont de :

- ✓ Transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation. Permettre les variations de longueur du tablier sous les actions de la température, du retrait et du fluage.
- ✓ Transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles.
- ✓ Permettre des rotations de la structure sous charges d'exploitation ou à la suite de déformations différées de la structure.
- ✓ Accepter les mouvements différés des appuis.

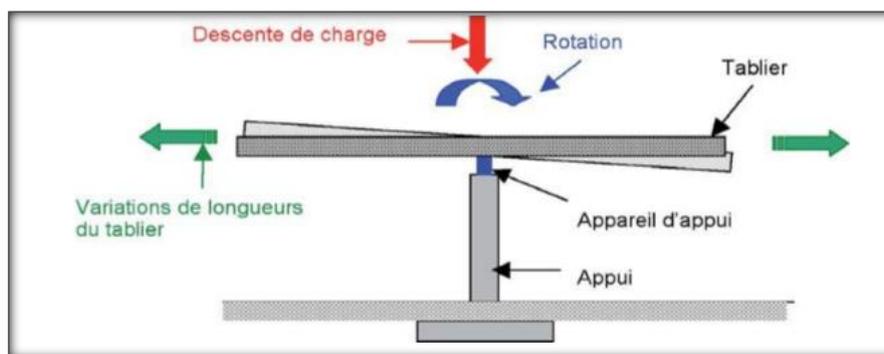


Fig. XI.1 : Fonction d'un appareil d'appui

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- a) Les appareils d'appuis en béton :



Fig. XI.2 : Les appareils d'appuis en béton



### XI.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Dans notre cas on a opté pour un appareil d'appui en élastomère fretté ; ils sont constitués des feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'aciers (appui semi-fixe) donc ils sont ni fixes, ni mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est largement employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'il présente :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

### XI.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

- $G = 0,8\text{MPa}$  : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
- L'aire  $a \times b$  de l'appareil d'appui doit être telle que on considère que,  $a=b$
- $T$  : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes :  $T = n \times t$   
 $n$  : est le nombre de feuillets élémentaires.  
 $t$  : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- $\bar{\sigma} = 15\text{MPa}$  Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

#### XI.2.1 Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison :  $G + D240$   
 La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est de **682.37t**

La réaction  $R_{\max} = 682.37 \text{ t}$  répartir sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{682.37}{2} = 341,185\text{t}$$

### XI.2.2 L'aire d'appareil d'appuis :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R_{max}}{ab} \leq 15 \text{MPa}$$

Tel que:

$R_{max}$  : est la réaction maximale

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

$$R_{max} = 260.385 \text{ t} \Rightarrow a \times b = 700 \times 700 \text{ (mm}^2\text{)}. t_i = 12 \text{ mm}$$

### XI.2.3. Hauteur nette de l'élastomère T :

La condition à vérifier est :

$$T \leq \frac{U_1}{0.5}$$

$U_1$  : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 5,7 \text{ cm} = 57 \text{ mm.}$$

$$T \geq 57 / 0,5 = 114 \text{ mm. On prend}$$

**T = 120 mm** constitué de **10 feuillets** de **12 mm** chacun.

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :

### XI.2.4. Compression : sous réaction verticale :

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque Feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 10(700+700) \times 341.185}{700^2 \times 700^2} \times 9,81 \times 1000 = 0,589 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{341.185}{700^2} \times 9,81 \times 1000 = 6,831 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifié**

**XI.2.5. Distorsion : Déformation angulaire :**

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se Présentent :

- La déformation **U<sub>1</sub>** de l'appareil est lente (effort horizontal **H<sub>1</sub>** de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec :

**G = 0,8 MPa** module de déformation transversale d'élastomère.

**U<sub>1</sub> = 5,775 cm** (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique)

**T = 120 mm.**

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 57,75}{120} = 0,385 \text{ MPa}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique **H<sub>2</sub>** (freinage) provoque **U<sub>2</sub>**:

Force de freinage développé par système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freine

L'effort de freinage dû à un camion est donc **H<sub>2</sub> =  $\frac{36}{2} = 18 \text{ t}$**

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

$$\tau_{H2} = \frac{18}{700^2} \times 9,81 \times 1000 = 0,359 \text{ MPa}$$

- La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = 0,385 + \frac{0,359}{2} = 0,565 \text{ MPa}$$

**XI.2.6. Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  est donnée par la formule suivante :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

$\alpha_0$ : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad.**

$\alpha$  : égale à **0,003 rad.**

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \left( \frac{700}{120} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = \mathbf{0,31\text{MPa.}}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

❖ **La limitation de la contrainte de cisaillement :**

*1<sup>ère</sup> condition :*  $\tau = \tau_R \times \tau_H \times \tau_\alpha \leq 5G$

$$0,589 + 0,56 + 0,31 = 1,459 \leq 5 \times 0,8 = 4$$

**Condition vérifié**

*2<sup>ème</sup> condition:*  $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$$0,385 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4$$

**Condition vérifié**

*3<sup>ème</sup> condition:*  $\tau_H \leq 0,7G$

$$0,56 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

**Condition vérifié**

*4<sup>ème</sup> condition:*  $\tau_\alpha \leq \tau_R$

$$0,31 \leq 0,589$$

**Condition vérifié**

❖ **La condition de non cheminement et non glissement :**

➤ *La condition de non cheminement :*

$$\sigma_m \geq 2\text{MPa}$$

$$6,831\text{MPa} \geq 2\text{MPa}$$

**Condition vérifié**

➤ *La condition non glissement*

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{6,831} = 0,187$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = 0,745 \times 700 \times 700 = 365050 \text{ N}$$

$$H = 365050 \leq f \times R = 437878,032 \text{ N}$$

Condition vérifié

❖ **Condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

D'où :

$$70 \leq 120 \leq 140$$

Condition vérifié

❖ **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a + b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 12 \times (700 + 700)} = 14,58$$

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2} = 0,064 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad}$$

Condition vérifié

**XI.3. Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma'}{\sigma_e}$$

Tel que :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$  pour l'acier inox.

Donc :

$$t_s \geq \frac{700}{14,58} \times \frac{6,831}{245} = 1,33 \text{ mm}$$

On prend  $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :  $10 \times 12 + 11 \times 2 = 142 \text{ mm}$ .

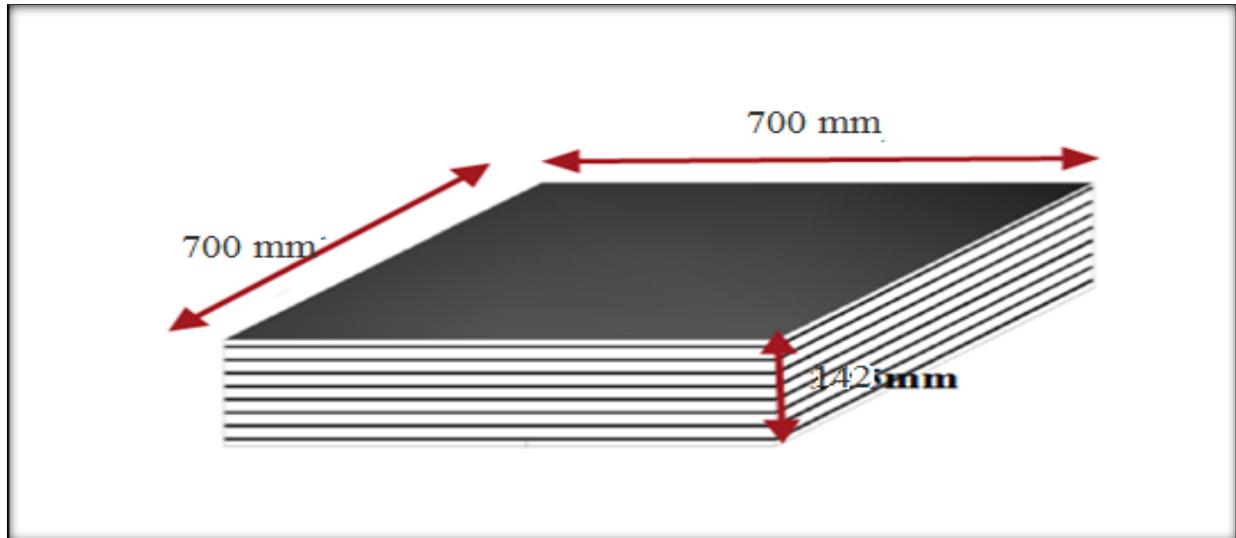


Fig.XI.6 : Détail de l'appareil d'appui

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

#### XI.4. Les dés d'appui :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

##### XI.4.1. Dimensions de dés d'appuis :

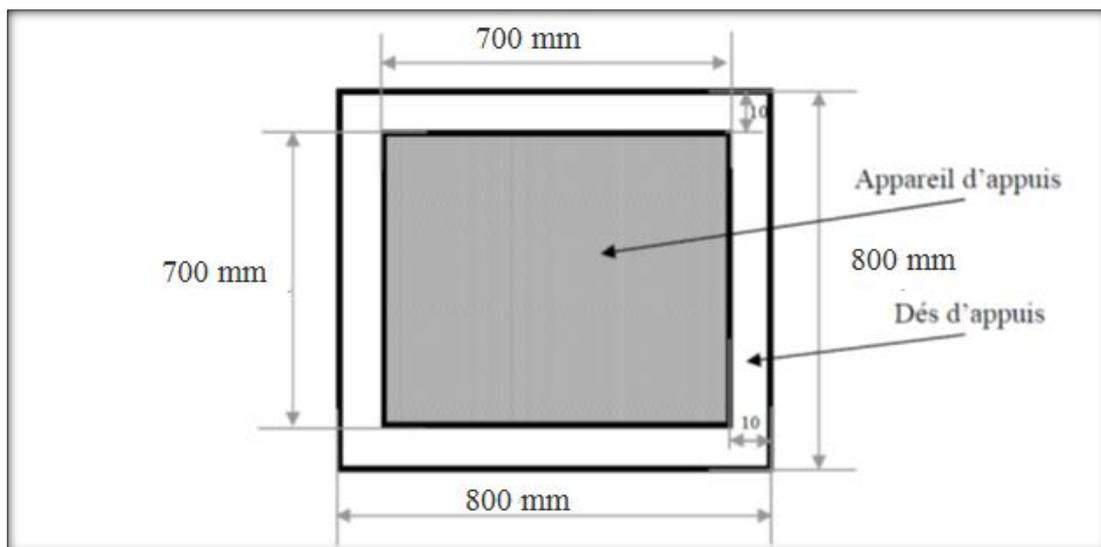


Fig.XI.7 : Dimension de dés d'appuis

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm on a :

$$A = B_x + 100 = 700 + 100 = 800 \text{ mm}$$

$$B = B_x + 100 = 700 + 200 = 800 \text{ mm}$$

$$E = 150 \text{ mm}$$

#### XI.4.2. Ferrailage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\sigma_m = \frac{N}{S}$$

Avec :

N : Effort normal  $N = 341,185 \text{ t}$

S : Section de dé d'appui

$$\sigma_m = \frac{341,185}{800 \times 800} \times 9,81 \times 1000 = 5,229 \text{ MPa}$$

##### a) Armatures de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante  $R = 0,25 N_{\max}$   
 $\sigma_s = 266,67 \text{ MPa}$

$$A_s = \frac{0,25 N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,25 \times 341,185}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 31,37 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 10 \text{ HA } \Phi 20$$

##### b) Armatures de profondeur

$$A_s = \frac{0,125 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,125 \times 341,185}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 15,68 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8 \text{ HA } \Phi 16$$

##### c) Armature de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

##### ➤ Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieure) :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z.

Tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0 \quad \text{Et} \quad A_s = \frac{0,1 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,1 \times 341,185}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 12,55 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7\text{HA } \Phi 16$$

➤ **Ferrailage de surface (frette supérieure) :**

Ces armatures sont capables de reprendre ( $R = 4\% N_{\max}$ )

$$A_s = \frac{0,04 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,04 \times 341,185}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 5,90 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA } \Phi 12$$

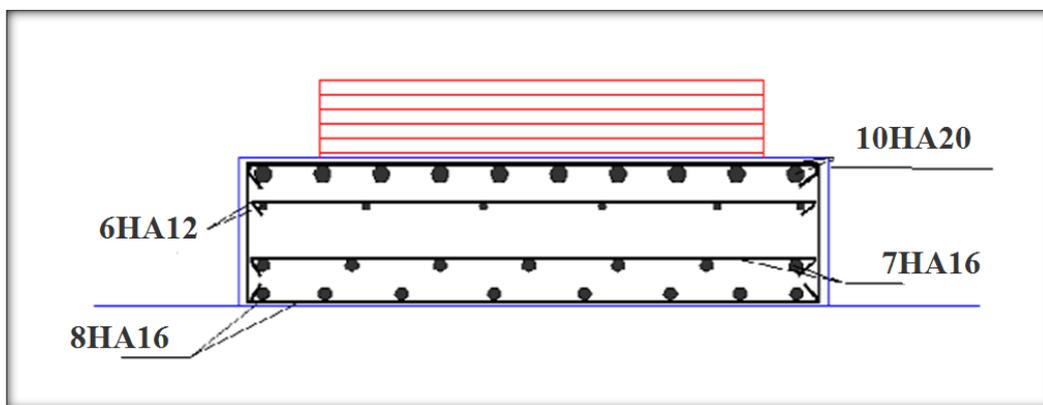


Fig.XI.8 : Ferrailage du dé d'appui

### XI.5. Joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement à la variation thermique, sismique, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

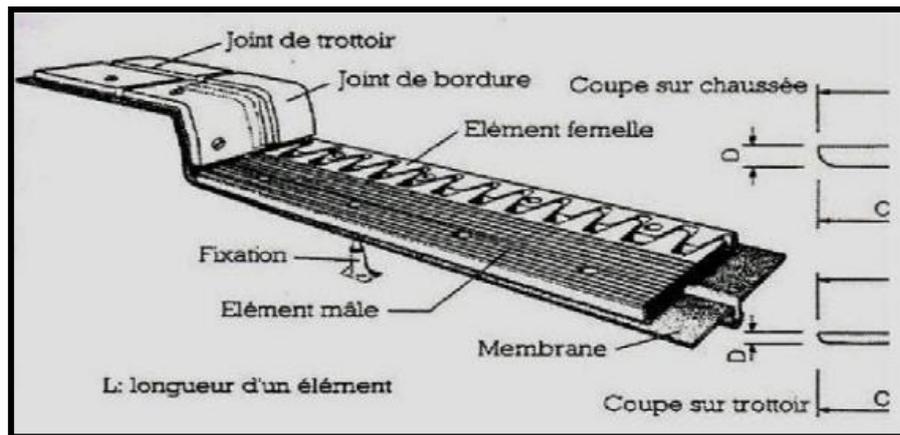


Fig.XI.9 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.

### XI.5.1. Types de joints de chaussée :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

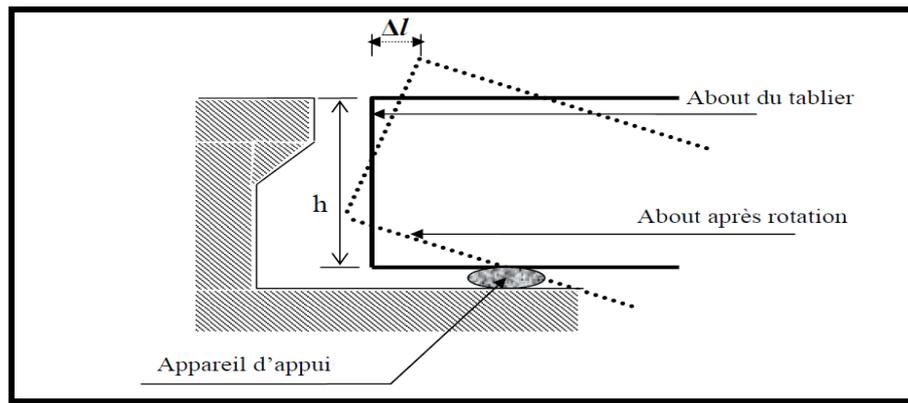
- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

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 hiatus.  
Absence de bruits et vibrations.
- ♦ **Résistance** : Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.
- ♦ **Étanche** : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à 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.

### XI.5.2. Calcul du souffle des joints :

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 : la température, le retrait et le fluage et le séisme.



**Fig.XI.10 : Rotation d'extrémité sous chargement.**

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chassée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Avec :

**W** : Souffle total du joint

**W<sub>D</sub>** : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

**W<sub>T</sub>** : Souffle thermique.

**W<sub>S</sub>** : Souffle sismique

### **XI.5.2.1. Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif.

$$\frac{\Delta l}{l/2} = \Delta T \times 10^{-5}$$

**l** : étant la longueur du tablier.

1)  $T > 0$  : on prend  $T = 30^\circ C$

Dans notre cas  $l/2 = 165m$  donc  $\Delta l_{thermique} = 4,95 \text{ cm}$

2)  $T < 0$  : on prend  $T = -10^\circ C$

Donc  $\Delta l_{thermique} = -1,65 \text{ cm}$

### **XI.5.2.2. Retrait :**

Pour zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3,5 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas  $\frac{l}{2} = 165\text{m}$   $\Delta l_{\text{retrait}} = 5,775\text{ cm}$

### XI.5.2.3. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = \times K_{fl} \times 10^{-4}$$

$K_{fl}$  : Coefficient du fluage à  $t=0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de 2 à 3

Pour notre cas  $\frac{l}{2} = 165\text{m}$   $\Delta l_{\text{fluage}} = 4,95\text{cm}$

### XI.5.2.4. Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K x \longrightarrow x = \frac{F}{K}$$

Avec :

$F$  : la force sismique,

$K$  : la rigidité des appuis du tablier,

$x$  : le déplacement

#### A. Calcul de la force sismique « $F$ »:

Selon le RPOA la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

$S_{aeh}$  : le spectre de réponse horizontal,

$M$  : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période  $T$  :  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

$K = \Sigma K_i$  est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme

• la masse du tablier «  $M$  » est déjà calculée dans le (Chapitre IV) qui est égale :

$$M_T = 10462,89\text{ t}$$

La masse des deux piles :

$$M_p = 0,5 (m_{p1} + m_{p2} + m_{p3}) = 0,5 (606,9 + 531,3 + 464,1) = 801,15\text{ t}$$

$$M = M_t + M_p \longrightarrow M = 10462,89 + 801,15 \Rightarrow M = 11264,04\text{ t}$$

**Calcul des rigidités « K » :**

**Pour les culées :**

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis :

$$K = G \times \frac{A}{T}$$

**G** : le module de cisaillement transversal,  $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$ .

**A** : la surface d'appareil d'appuis.

**T** : la hauteur de l'appareil.

$$K = 80 \times \frac{0,700 \times 0,700}{142 \times 10^{-3}} = \mathbf{276,05t /m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_a = 2 \times K = \mathbf{552,11 t/m.}$$

On a deux culées  $\Rightarrow K_c = \mathbf{1104,22 t/m.}$

**Pour les piles :**

Nous avons trois piles de hauteurs différentes :

$H_{P1} = 17,34 \text{ m}$  et  $H_{P2} = 15,18 \text{ m}$   $H_{P3} = 13,26 \text{ m}$  ses dernières sont encastrees au niveau du tablier et fondations.

D'où :

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

**E** : module de Young du béton à j jours,  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 33\ 000 \text{ MPa}$

**I** : inertie de la section considérée ;  $I = \frac{bh^3}{12}$

On a la résistance de béton de l'infrastructure  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Donc :

$$K_P = K_{P1} + K_{P2} + K_{P3} = 243598,61 + 278260,86 + 318552,04 = 840411,50 \text{ t/m}$$

$$K_P = \mathbf{840411,50 t/m}$$

**La rigidité totale de la structure :**

$$K_{\text{structure}} = \Sigma K_i = K_c + K_P \longrightarrow K = \mathbf{841515,72 t/m}$$

**La période T :**

Après le calcul on trouve :

$$\mathbf{T = 0,72s}$$

On tire du **RPOA** le  $T_1$  et  $T_2$  et le coefficient **S** en fonction de la zone sismique et le site.

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$S = 1,1$$

Spectre de réponse (**RPOA**) :  $T_2 \leq T \leq 3s$  :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{et } \xi = 2\% \text{ béton précontraint}$$

**g** : accélération de la pesanteur (=9,81m/s<sup>2</sup>)

**S** : coefficient de site

**A** : coefficient d'accélération de zone = 0.20

$$S_{adh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times \eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$S_{adh} = 8,33 \text{ m/s}^2$$

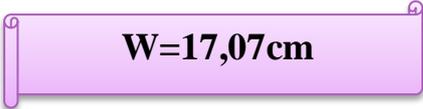
Donc :

$$F = 8,38 \times 11264,04 \quad \longrightarrow \quad F = 93875,82 \text{ N}$$

$$\text{Alors : } x = \frac{93875,82}{841515,72} = 0,1115 \text{ m} = \mathbf{11,15 \text{ cm}}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = (5,775 + 4,95) + (0,4 \times 6,6) + \frac{8,43}{3} = 17,07 \text{ cm}$$



$$W = 17,07 \text{ cm}$$

### XI.5.3. Type de joint choisi :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. À l'aide du catalogue des joints de chaussée **CIPEC**, on constate que pour un souffle de **16,17cm** il faut considérer la famille des joints appelée **Wd** (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

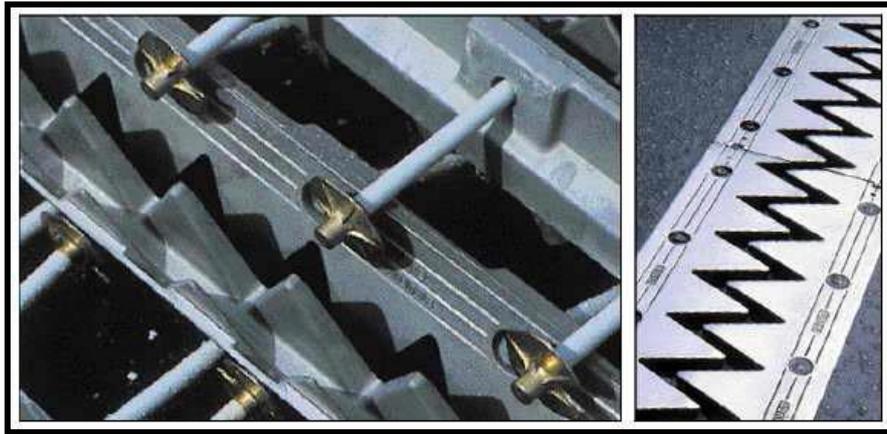


Fig.XI.11 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
W110	<b>110</b>	<b>116</b>	<b>104</b>	<b>92</b>	<b>90</b>
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab.IX.1 : Différents modèles des joints Wd.

Type	A <sub>min</sub>	A <sub>max</sub>	B <sub>min</sub>	B <sub>max</sub>	C <sub>min</sub>	C <sub>max</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>max</sub>	H	E	L	F	P (KN)	N
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
W110	<b>120</b>	<b>230</b>	<b>300</b>	<b>410</b>	<b>210</b>	<b>320</b>	<b>40</b>	<b>150</b>	<b>82</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>85</b>	<b>100</b>	<b>5</b>
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Tab.IX.2 : Caractéristiques physiques des joints Wd.

Dimensions en mm.

P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation,

N= Nombre de fixations par élément

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **40 à 150 mm**.

- **Principe du modèle de joint :**

Ce modèle de joint est de la famille des joints à peigne en console, en alliage d'aluminium. Un profilé en caoutchouc extrudé est inséré entre les éléments métalliques afin d'assurer l'étanchéité à l'eau et aux matériaux. Il est lié à la structure par des tiges d'ancrages à serrage contrôlé.

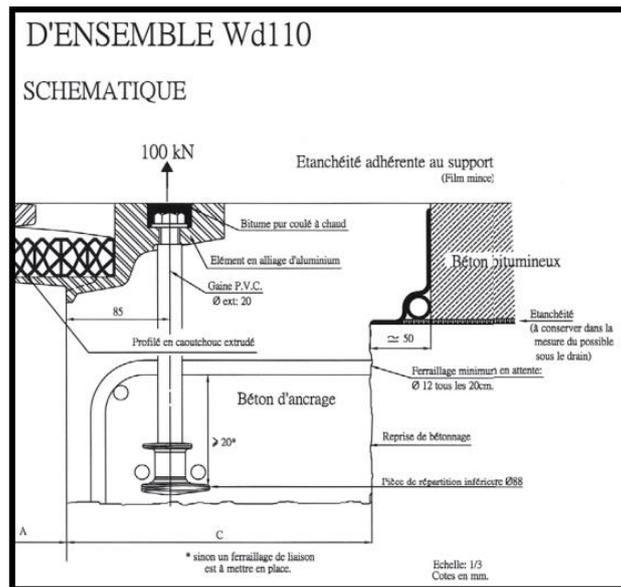


Fig.XI.12 : Caractéristique du joint de chaussée Wd110

## XI.6. Le revêtement du tablier :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapiage).

Généralement, le revêtement est d'épaisseur de 8 à 11 cm, de masse volumique de  $2,4 \text{ t/m}^3$  avec une variation de  $\pm 20\%$  dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extrados du tablier.

### XI.6.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.

D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- ✓ Étanchéité à base d'**asphalte coulé**, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- ✓ étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes).
- ✓ Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- ✓ Étanchéité par moyen haute cadence.

### XI.6.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de  $22\text{KN/m}^3$  à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

**XI.7. Dispositifs retenue :**

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

**XI.7.1. Les glissières de sécurité :**

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Fig.XI.13 : photo d'une glissière de sécurité

**XI.7.2. Le garde-corps :**

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

**XI.7.3. Corniches :**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- ✓ En éloignant l'eau des parements verticaux
- ✓ En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- ✓ Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Fig.XI.14 : photo Corniches préfabriquées sur chantier.

### XI.8. Évacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers ». Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (pour notre cas on a une pente transversale unique de 2,5% « cas de chaussée unidirectionnelle »).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m.

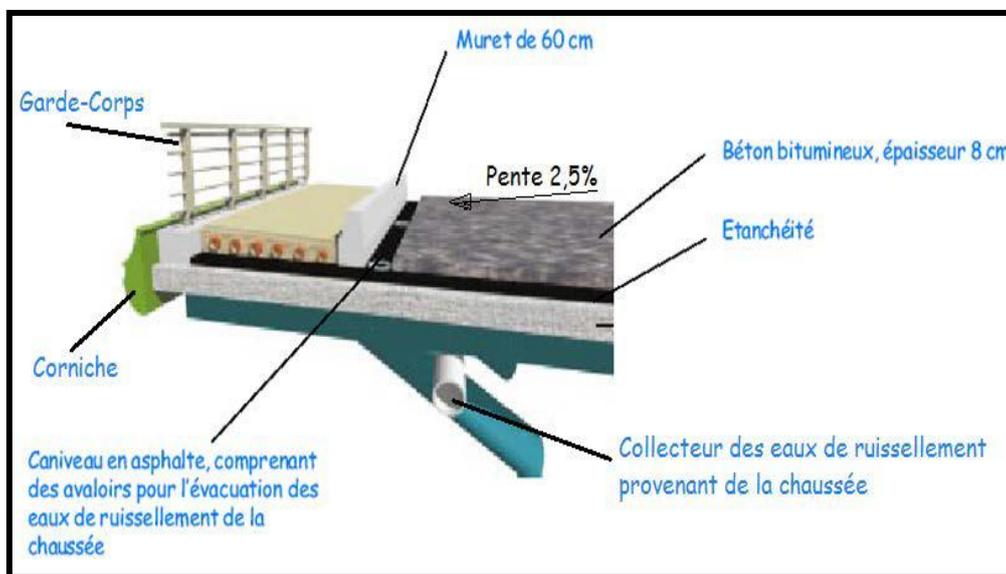


Fig.XI.15 : Les équipements du pont.

***CHAPITRE XII :***  
***ÉTUDE DE LA PILE.***

## Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- ✓ Aquatique, terrestre.
- ✓ Mode de construction du tablier.
- ✓ Urbain ou rural.
- ✓ Hauteur de la brèche à franchir.
- ✓ Mode d'exécution des fondations.
- ✓ Liaison avec le tablier

## XII.1. Etude de la pile :

### XII.1.1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants. Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

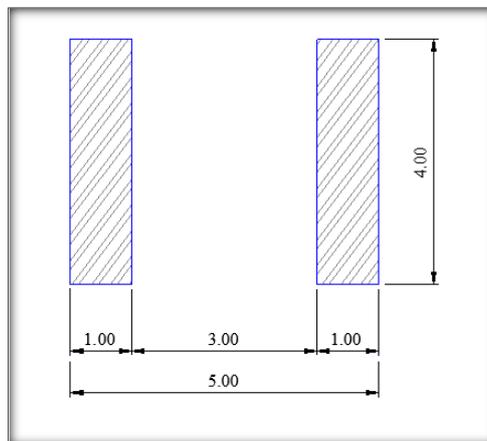


Fig.XII.1: vue en plans de la pile 1

### XII.1.3. Pré-dimensionnement de la pile :

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

- Épaisseur du voile « E » :

$$E = \text{Max} \left[ 0,5 \text{ m} ; \frac{4H+L}{100} + 0,1 \text{ m} \right]$$

$$E = 2,19 \text{ m}$$

Avec :

**H** : est la hauteur de la pile.

**L** : la portée de travée centrale

On a :  $H=17.34$  m

$L = 150$  m

Comme notre choix de pile s'est porté des voiles dédoublés, on prendra  $E = 1$  m pour chaque voile

### XII.1.4. Étude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 1** de hauteur  $H = 17.34$  m qui est la plus élancée.

#### XII.1.4.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :

- ✓ **GP** : La charge permanente de la pile.
- ✓ **Gtab** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).
- ✓ **W** : La charge du vent.
- ✓ **FF**: la force de freinage.
- ✓ **Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- ✓ **Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

#### XII.1.4.2. Combinaisons de charge :

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

État Limite de Service **E.L.S** :  $GP + Gtab + W + FF$

État Limite Ultime **E.L.U**:  $1,35(GP + Gtab) + 1,5(W+FF)$

État Limite Admissible **E.L.A**:  $GP + V+EX$

$GP + V+EY$

✚ Application numérique :

• La charge permanente « G » :

$$G = S \times H \times \gamma$$

Avec:

$$S = 14 \text{ m}^2$$

$$H = 17,34 \text{ m}$$

$$G = 14 \times 17,34 \times 2,5 = 606,9t.$$

- La charge verticale «  $G_{tab}$  » :

La réaction verticale  $G_{tab} = 10462,89t$

- La charge du vent «  $W$  » : (fascicule 61, titre II)

$W = 0,2 t/m^2$ .

- La force de freinage «  $FF$  » :

$FF = 36 t$

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $x$  «  $E_x$  » :

$G = G_{tablier} + G_{pile} = 10462,89 + 606,9 = 11069,79t$

Selon le RPOA :  $E_x = 20\% G$

$E_x = 0,2 \times 11069,79 = 2213,958 t$

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $y$  «  $E_y$  » :

Selon le RPOA :  $E_y = 14\% G$

$E_y = 0,14 \times 11069,79 = 1549,77 t$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
R(t)	2953,38	2107,06	2953,38
N(t)	2953,38	2107,06	<b>2953,38</b>
T(t)	117,11	86,75	807,65
M (t.m)	1360,56	907,04	<b>5547,36</b>

Tab.XII.1 : Les sollicitations maximales sur la pile.

✓ **Données du problème :**

- Résistance à la compression du béton  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .
- Résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$ .
- Limite élastiques des aciers :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Enrobage des armatures  $c = c' = 5 \text{ cm}$ .
- Coefficient de fissuration  $\mu = 1,6$ .
- ELS d'ouverture des fissures:  
Fissuration préjudiciable  $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ MPa}$ .
- Prise en compte des dispositions sismiques du RPOA.

**XII.1.4.3. Armatures longitudinales :**

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections en béton armé :

- $b_0 = 100$  (cm)
- $H = 400$  (cm)
- $N_u = N_{min} = 2153,38t$
- $M_x = 5547,36$  t.m
- $M_y = 5547,36$  t.m

$$n = \frac{N_u}{b \times H \times \beta_w} = \frac{2153,38}{1 \times 4 \times 2700} = 0,199$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times H^2 \times \beta_w} = \frac{5547,36}{1 \times 4^2 \times 2700} = 0,128$$

Alors, on tire de l'abaque :  $\omega = 0,912$

Donc :

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w} \longrightarrow F_a = \omega \times \frac{b \times H \times \beta_w}{\sigma_f}$$

$$F_a = 0,912 \times \frac{4 \times 1 \times 27}{400} \times 10^4 = 2462,4 \text{cm}^2$$

Avec :

- $n$  : Effort intérieur relatif sans dimension.
- $b$  : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 4 m
- $H$  : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 1 m
- $\sigma$  : Degré mécanique d'armature totale
- $F_a$  : La section des armatures.
- $\beta_w$  : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ).

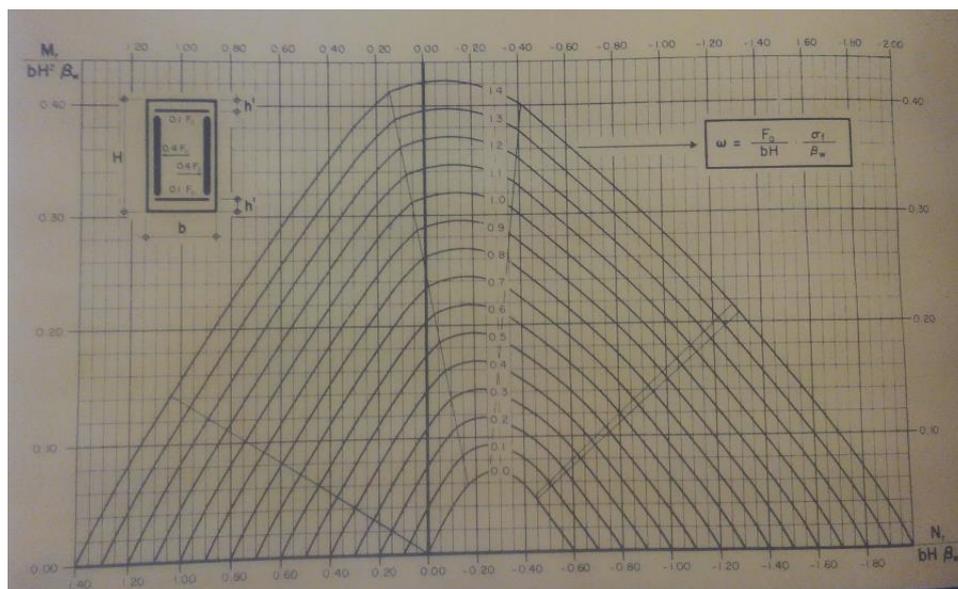


Fig.XII.2 : abaque de Walther.

Donc:

$$AS1 = 0.35 Fa = 861,84 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 172 \text{ HA } \Phi 32$$

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun  
 $A_1 = 86 \text{ HA } \Phi 32$  avec un espacement de **13cm**

$$AS2 = 0.15 Fa = 369,36 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 94 \text{ HA } \Phi 25$$

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun  
 $A = 47 \text{ HA } \Phi 25$  avec un espacement de **15cm**

#### A. Condition de non fragilité :

Selon le règlement *BAEL91* on a :

$$As_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ftj}{Fe}$$

Avec :

$$ftj = 2,22 \text{ MPa}$$

$$fe = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1 = 90 \text{ cm}$$

$$As_{\min} = 45,95 \text{ cm}^2.$$



**La condition de non fragilité est vérifiée**

#### XII.1.4.4. Armatures transversales :

+La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton :

$$As_H = 0,05\% \times hp \times E = 0.05 \times 1734 \times 1 = 86.70 \text{ cm}^2$$

$$As_H = 86.70 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } 18 \text{ HA}25$$

#### A. Espacement des armatures d'effort tranchant :

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \min [24\Phi t; 8\Phi l; 0,25 d]$$

Avec :

$d$  : hauteur utile,

$\Phi t$  : diamètre des armatures transversales.

$\Phi l$  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 0,32) ; (0,25 \times 0,9 \times 4)] = \min [48 ; 25 ; 90] = 25 \text{ cm}$$

### B. Section minimale des armatures transversale :

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{St(mm)}{100}$$

Avec :

$St$  : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

$A_L$  : est la section totale des armatures longitudinales,

$f_{el}$  et  $f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{2462,4}{16} \times \frac{320}{100} = 494,02 \text{ cm}^2$$

$A_t = 494,02 \text{ cm}^2$  soit : 108HA  $\Phi 20$ .

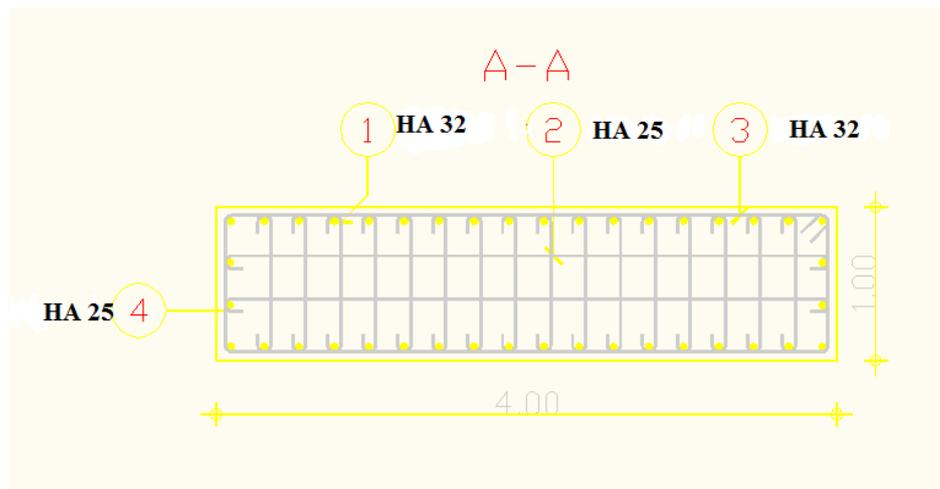


Fig.XII.3.vue en plan du ferailage de la pile

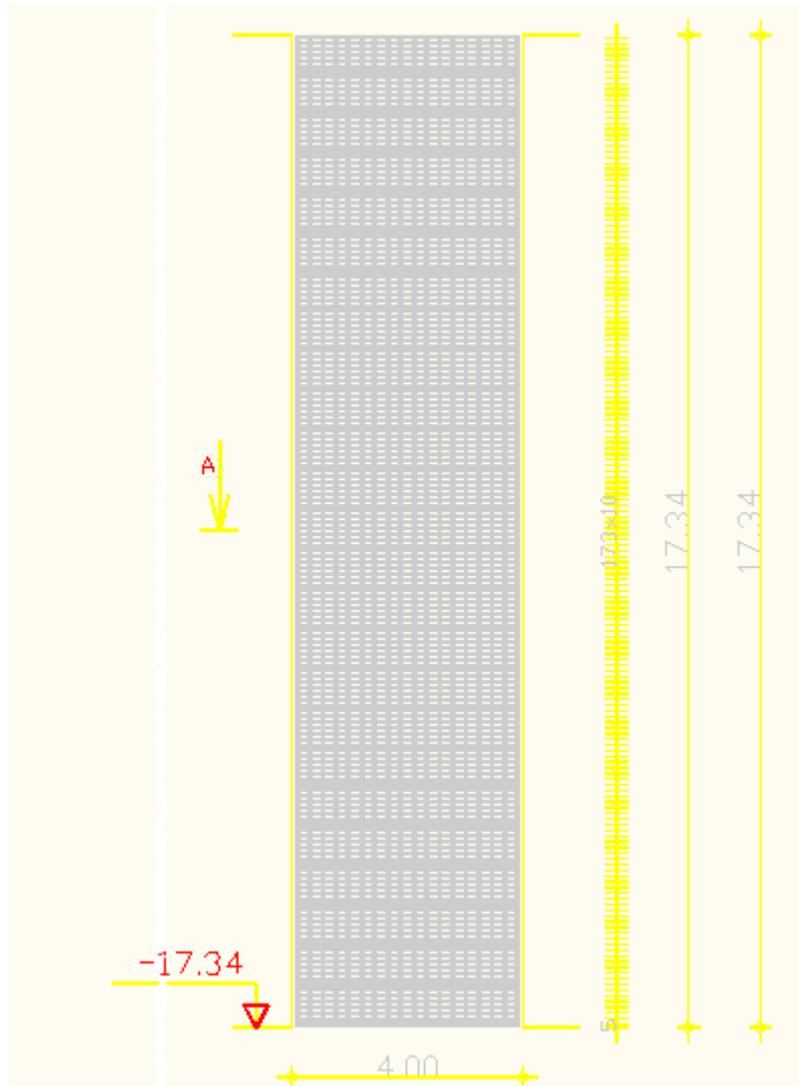


Fig.XII.4 : vue en élévation du ferrailage de la pile.

## XII.2. Les Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

### XII.2.1. Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux d'environ **12 m** de profondeur, et de diamètre  $\Phi = 1,20$  m.

Donc nous avons optés pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

### XII.2.2. La semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

### XII.2.3. Dimension de la semelle :

#### ➤ La largeur de la semelle :

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 12,8 \text{ m}$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (04).

**L** : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).

**$\Phi$**  : diamètre des pieux (1,20m).

#### ➤ La longueur de la semelle :

$$L_S = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$L_S = 12,8 \text{ m}$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (4).

➤ La hauteur :

$$h_t = \frac{L}{2,6}$$

$h_t = 1,44 \text{ m}$  → on prend  $h_t = 2,00 \text{ m}$

➤ Poids propre de la semelle :

$$P_{ps} = 12,8 \times 12,8 \times 2 \times 2,5 = 819,2 \text{ t.}$$

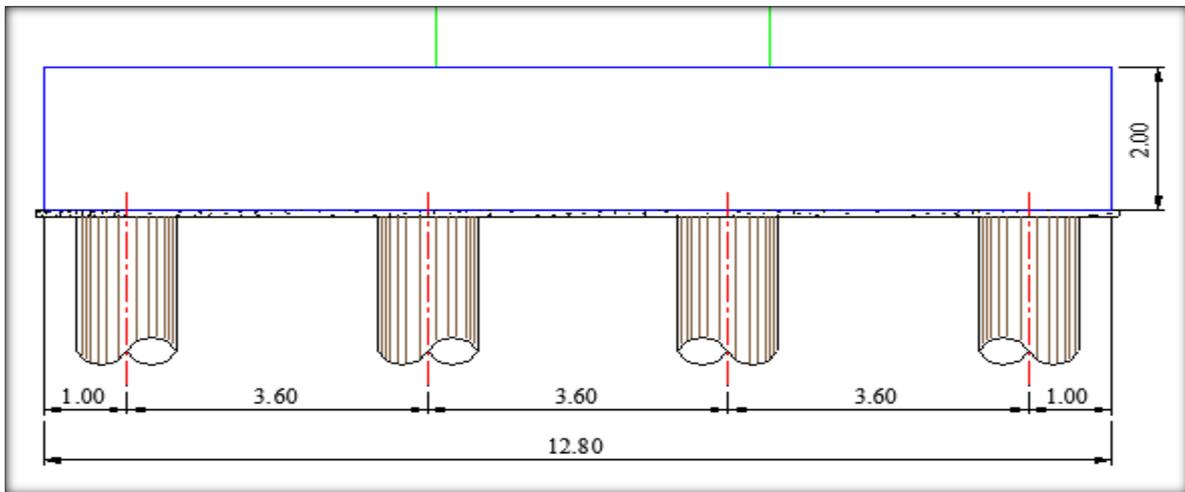


Fig. XII.5 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).

### XII.2.4. Ferrailage de la semelle :

D'après le document << SETRA >> la section d'armature transversale inférieure peut être déterminée par la méthode des bielles, si la condition suivante est vérifiée :

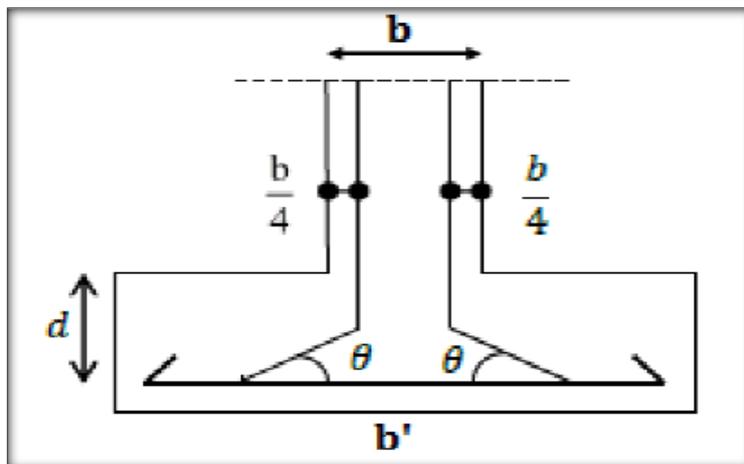


Fig. XII.6 : Semelle isolée

➤ **Armatures transversales inférieures :**

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

$$L = 12,08 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 2,00 \text{ m}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$R_{\max} = N_u = 29070,65 \text{ t...}$$

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 266,67 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{29070,65}{266,67} \times \frac{\frac{12,08}{2} - \frac{1}{4}}{2}$$

$$A_s = 315,59 \text{ cm}^2$$

Alors la section adoptée sera 40HA25 avec un espacement de 30 cm.

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande de :

$$b_0 = \Phi + h = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

D'après « SETRA » :  $A_s / 3,2 = 98,43 \text{ cm}^2$ . Soit **13 HA32 (104,6 cm<sup>2</sup>)**

❖ **Condition de non fragilité :** selon le règlement *BAEL91* on a :

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 81,69 \text{ cm}^2 \leq A_{si} = 315,59 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité est vérifiée**

➤ **L'espacement :**

$$S_t = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{21} = 150 \text{ mm}$$

Avec :

**n** : Nombre de barre.

**c** : Enrobage = 5 cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_R = \frac{A_s \times b_0}{3} \quad A_R = 94,67 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } 12 \text{ HA } 32 \text{ (96,51 cm}^2\text{)}$$

Avec :  $b_0' = 0,9 \text{ m}$  (SETRA)

➤ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_{li} = \frac{A_s}{3} = 105,19 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } \mathbf{14HA32} \text{ (112,6 cm}^2\text{)}.$$

D'où : la section totale longitudinale  $A_{l1} = 10,08 \times 18,79 = 189,40 \text{ cm}^2$ .  
Soit : **24HA32** (193,02 cm<sup>2</sup>)

➤ **Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires) :**

a. **Transversalement :**

$$A_{ts} \geq \frac{A_s}{7} = 45,08 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } \mathbf{15HA20} \text{ (47,12 cm}^2\text{)}.$$

b. **Longitudinalement :**

$$A_{ls} \geq \frac{A_s}{10} = 31,55 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit : } \mathbf{11HA20} \text{ (34,56 cm}^2\text{)}.$$

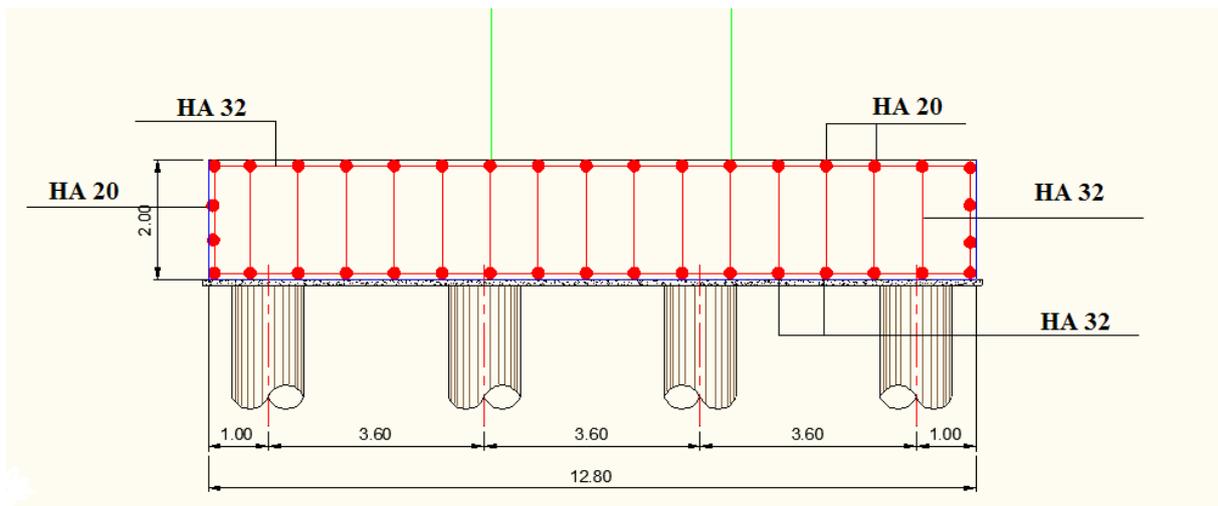


Fig. XII.7 : Ferrailage de la semelle

### XII.3. Les 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.

#### XII.3.1. Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier :  $L \geq 0,75 (2d)$  avec  $d = \text{diamètre de pieu} = 1,2 \text{ m}$ .  $L : \text{l'entraxe} = 3,6 \text{ m}$ .  
 $L = 3,6 \text{ m} \geq 1,8 \text{ m} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

#### XII.3.2. Groupes de pieux :

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et se voisinage diminue leur force portante.

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \times m \times n} \times (m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)})$$

$C_e$  : coefficient d'efficacité

$m$  : le nombre de rangées

$n$  : le nombre de pieux dans chaque rangée

$L$  : l'entraxe des pieux

$B$  : est le diamètre de pieu

$m=3$  ;  $B=1,2\text{m}$  ;  $L=3.6$  ;  $n=4$ .

$C_e = 0.77 = 77 \% > 30 \%$  donc : l'effet de groupe est très important.

#### XII.3.3. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{x \times y}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y \times x}}{\Sigma x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

## ❖ Conditions normales :

$N = N_{ELU} + \text{poids propre de la semelle} = 2107,07 + 819,2 = 2926,27 \text{ t}$

$n = 16$  (nombre de pieux)

$M_{\max} = 907,04 \text{ t.m.}$

$$R_i = \frac{2926,27}{16} + \frac{907,04}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 186,39 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{2926,27}{16} - \frac{907,04}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 179,39 \text{ t}$$

## ❖ Conditions sismiques :

$N_{\max} = 3772,58 \text{ t.}$

$M_{\max} = 5547,36 \text{ t.m.}$

$$R_i = \frac{3772,58}{16} + \frac{5547,36}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 257,18 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{3772,58}{16} - \frac{5547,36}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 214,38 \text{ t}$$

**XII.3.4. La capacité portante des pieux :**

$R = 257,18 \text{ t}$  pour le pieu le plus sollicité.

On a comme donné la capacité portante des pieux égale à :  $714,7 \text{ t.}$

D'où :  $R = 257,18 \text{ t} < 714,7 \text{ t} \longrightarrow$  **condition Vérifier**

**XII.3.5. Calcul des efforts le long des pieux :****a. Méthode de calcul:**

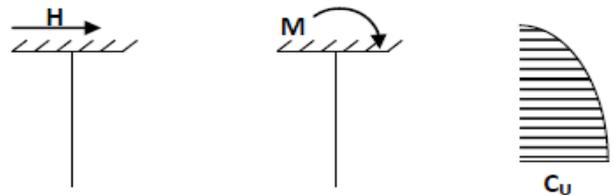
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y$$

$b$  : Diamètre du pieu.

$C_u$  : Module de réaction du sol.

$y$  : Déplacement en tête du pieu.



Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha$

$$= \sqrt[4]{\frac{4 EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

b. Calcul de  $\lambda$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$ .

$C_u = 3500 \text{ t/m}^3 = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$ .

$E$  : module d'élasticité du béton.  $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad I = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0.1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1} \quad \longrightarrow \quad \lambda L = 0.237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

### XII.3.6. Effort tranchant en tête du pieu « $\bar{P}$ » :

$$\bar{P} = \frac{T_y}{n}$$

a. Condition normale :

$T_y = 86,75 \text{ t}$  (page 166 Tableau X-1)

$$\bar{P} = \frac{86,75}{16} = 5,42 \text{ t/pieu}$$

b. Condition sismique :

L'effort horizontal dû au séisme :

$T = 807,65 \text{ t}$  (page 166 Tableau X-1)

$$\bar{P} = \frac{807,65}{16} = 50,47 \text{ t/pieu}$$

### XII.3.7. Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\bar{P}$  Effort horizontal en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement égale à

$\chi_{\theta M}$  et  $\chi_{\theta P}$  : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$

**a. Détermination des coefficients «  $\chi_{\theta M}$  » et «  $\chi_{\theta P}$  » :**

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle

$$\begin{aligned} \lambda L=2 &\longrightarrow \chi_{\theta P}=1,35 \text{ et } \chi_{\theta M}=1,69 \\ \lambda L=3 &\longrightarrow \chi_{\theta P}=1,16 \text{ et } \chi_{\theta M}=1,48 \end{aligned}$$

Donc :

$$\lambda L = 2.844 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1.19 \text{ et } \chi_{\theta M} = 1,513$$

**b. Calcul de  $\bar{M}$  :**

❖ *Condition normale :*

$$\bar{P} = 5,42 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -17,98 \text{ t.m}$$

❖ *Condition sismique :*

$$\bar{P} = 50,47 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -167,49 \text{ t.m}$$

Donc le moment maximale dans le pieu est  $\bar{M} = -167,49 \text{ t.m}$

### XII.3.8. Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

**a. Données d'entrée de l'abaque :**

$$\begin{aligned} N_{\min} &= 179,39 \text{ t} \\ M_{\max} &= 167,49 \text{ t.m} \end{aligned}$$

**b. Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = 0,042$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier h' = 0.05

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{-167,39}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = 0,045$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{179,39}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0,058$$

Avec:

$\beta_w$ : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ).

$R$  : Rayon du pieu.

$D$  : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque de Walther :  $\omega = 0,16$

$$\omega = \frac{F_a \times f_e}{\pi R^2 \beta_w} \longrightarrow F_a = \omega \times \frac{\pi R^2 \beta_w}{f_e}$$

$F_a$  : la section des armatures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

$$F_a = 0,16 \times \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 122,08 \text{ cm}^2.$$

On prendra : 25HA  $\Phi$  25

L'espacement :

$$St = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 60}{25} = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{122,08}{3} = 40,69$$

Donc on prendra du HA  $\Phi$  16

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales ;

$\Phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales ;

Un enrobage de 10cm en zone critique et de 20cm en zone courante.

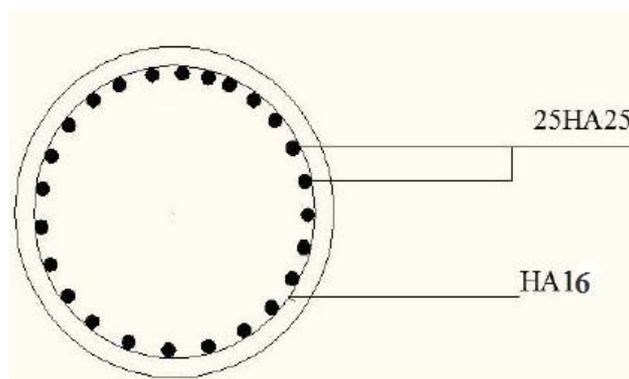
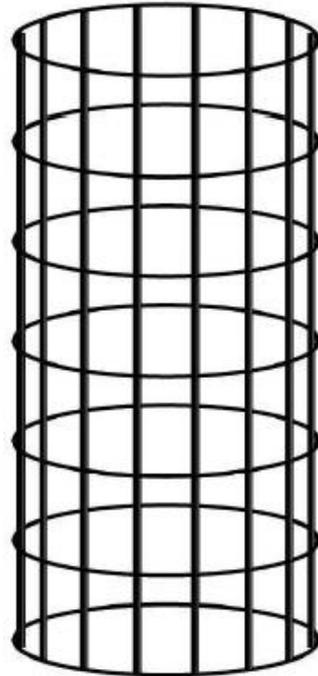


Fig. XII.8 : Ferrailage des pieux



**Fig. XII.9 :** *Ferrailage des pieux (3D).*

***CHAPITRE XIII :***  
***ETUDE DE LA CULÉE.***

**Introduction :**

La culée est un élément fondamental du pont. Le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les remblais (ou le terrain naturel), une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges sur remblais.

Le choix de la morphologie d'une culée ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une synthèse englobant à la fois :

- ✓ La nature et le mode de construction du tablier.
- ✓ Les contraintes naturelles du site.
- ✓ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

**XIII.1. Choix de la morphologie :**

Il existe différents types de culée :

- ♦ **Culée remblayée** : assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètre. Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.

- ♦ **Culée enterrée** : sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.

- ♦ **Culée creuse** : possède un aspect extérieur fermé, les fonctions porteuses et de soutènement sont dissociées.

Les culées contrepoids et en terre armée sont d'un usage peu fréquent et leur conception varie d'un ouvrage à un autre.

Dans le cas de notre ouvrage, on a opté pour une culée enterrée, elle offre une plus grande simplicité de conception et de réalisation.

On peut diviser la culée en différents éléments :

- **Le mur de front** : sur lequel repose l'about du tablier.
- **Le mur garde grève** : séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.
- **Les murets-caches** : protéger les appareils d'appuis des terres.
- **Les murs en retour** : n'ont pas de rôle mécanique ou fonctionnel, leur présence résulte de l'intention de faire apparaître la structure des appuis d'extrémité.
- **Dalle de transition** : qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (pont).
- **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

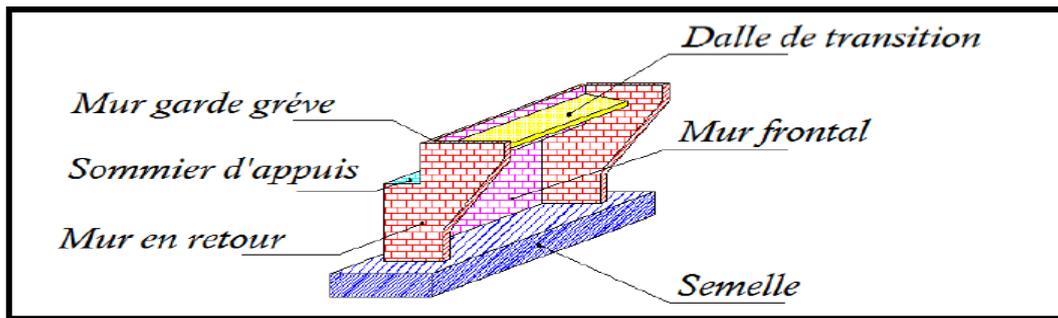


Fig.XIII.1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

### XIII.2. Implantation de la culée :

De par sa conception, une culée enterrée suppose une implantation en retrait par rapport à la brèche à franchir du fait de la présence des talus des remblais.

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	culée 1(gauche)	culée 2(droite)
Cote projet(m)	9,18	9,18
Cote de la fondation(m)	2	2
Hauteur de culées(m)	7,18	7,18
Hauteur de mur de front(m)	3,89	3,89

Tab.XIII.1 : Implantation des culées.

### XIII.3. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : *Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants »*.

Nous nous proposons d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers Tizi-ouzou), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

#### XIII.3.1. Mur de garde grève :

- *La hauteur du mur garde grève « h » :*

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui.}}$$

$$h = 3 + 0,142 + 0,15 = 3,29 \text{ m.}$$

- *L'épaisseur du mur :*

$$e = \max \left( 0,3\text{m} ; \frac{h}{8} \right)$$

$$e = (0,3\text{m} ; 0,41\text{m}) = 0,41\text{m} \longrightarrow \text{On prend } e=0,55\text{m}$$

- *La longueur du mur garde grève : L = 13,00 m*

### XIII.3.2. Le mur de front :

- *La hauteur de mur frontale : h = h<sub>culée</sub> - h<sub>GG</sub> - h<sub>semalle</sub> = 3,89m*
- *L'épaisseur de mur : On prend l'épaisseur e = 3,05 m*
- *La longueur de mur frontale : L = la largeur de tablier, donc  $\longrightarrow$  L = 13,00 m*

### XIII.3.3. Les murs en retour :

- *La hauteur des murs en retour : h = est celle de la culée  $\longrightarrow$  h = 7,18m*
- *L'épaisseur du mur en retour : e = 0,80 m.*
- *La longueur des murs en retour : L = 2,00m.*

### XIII.3.4. Dalle de transition :

- *La longueur de la dalle :*

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai **H = 7,18 m.**

Donc : **L = Min [6 m, Max (3 m, 4,30m)]**

Soit : **L = 5,00 m.**

- *L'épaisseur de la dalle de transition :*

Généralement **e = 0,30 m**

La dalle de transition suit une pente de **P = 3%.**

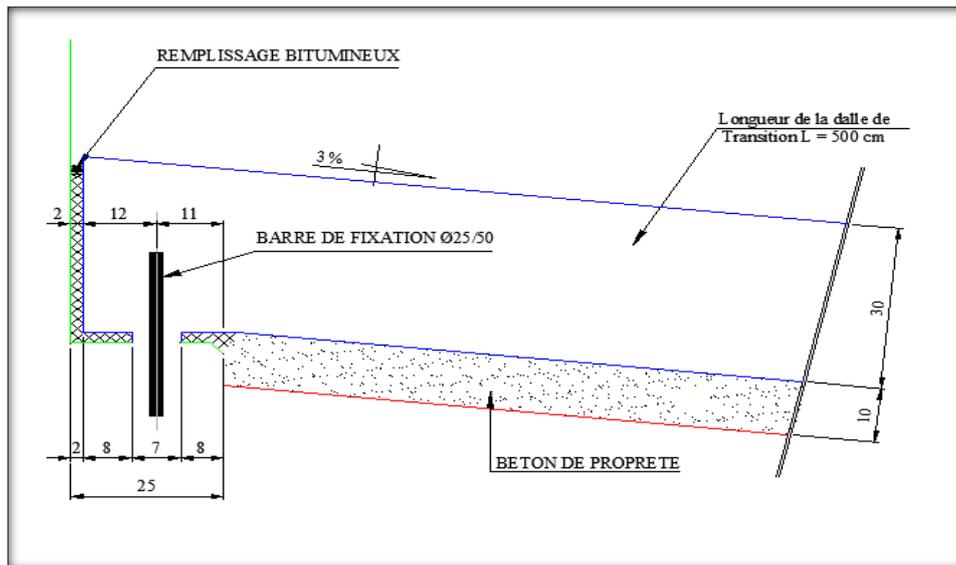


Fig.XIII.2 : Dalle de transition.

### XIII.3.5. La semelle :

- *L'épaisseur de la semelle* :  $e = 2 \text{ m}$ .
- *La longueur de la semelle*:  $L = 13,80 \text{ m}$ . (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)
- *La largeur de la semelle* :  $B = 5,6 \text{ m}$ . (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

### XIII.3.6. Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- *La longueur du sommier* :

$L = \text{longueur du pont} - 2x (\text{épaisseur de mur cache})$

$L = 11,40 \text{ m}$ .

- *La largeur du sommier*:  $B = 2,50 \text{ m}$ .
- ❖ Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend  $d = 50 \text{ cm}$ .

### XIII.3.7. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.

Il a une forme de trapèze ayant une base de  $3,25 \text{ m}$ , une petite base de  $3 \text{ m}$  et une hauteur de  $25 \text{ cm}$ .

- La largeur de corbeaux :

$L =$  longueur du mur garde grève est - 2(épaisseurs du mur en retour)

$$L = 13 - (2 \times 0,8) = 11,4 \text{ m.}$$

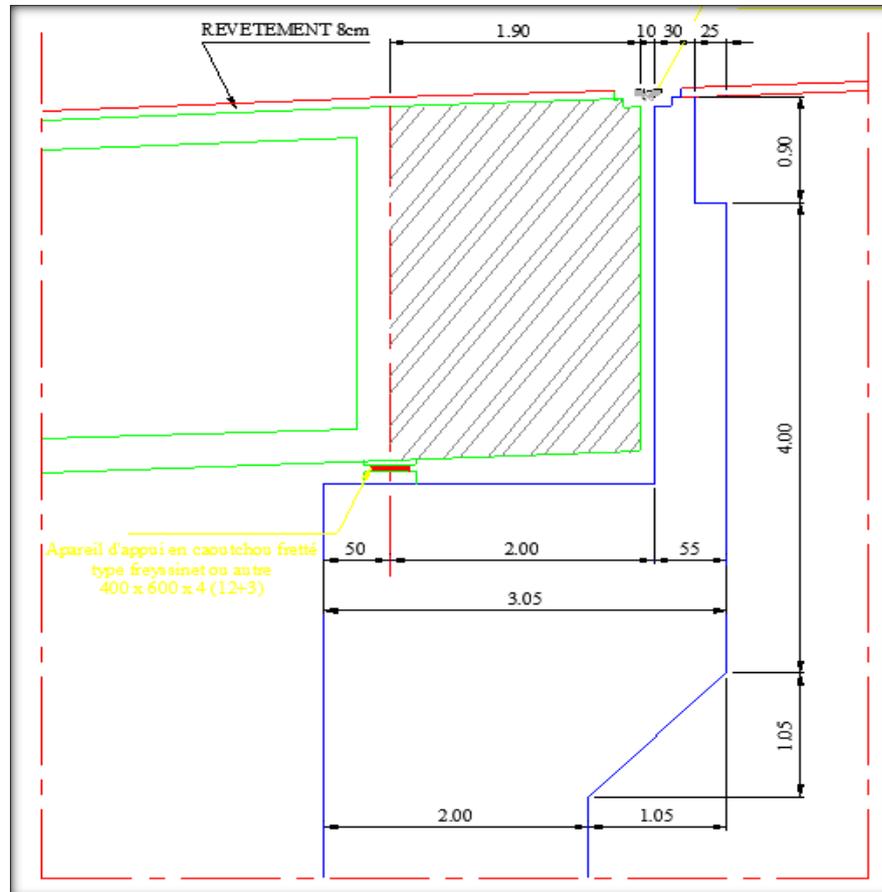


Fig. XIII.4 : Dimensions de la culée.

#### XIII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée :

Le présent chapitre s'occupera de la vérification de la stabilité interne des éléments de la superstructure des culées, en faisant :

- Un dimensionnement sous charges de service,
- Un dimensionnement sous charges sismiques.

On choisira au final le dimensionnement le plus défavorable.

##### XIII.4.1. Caractéristiques des matériaux de la culée :

Béton constituant la culée :

- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,2 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Aciers d'armatures : FeE500 (  $\gamma_s = 1,15$ , fissuration préjudiciable)

Remblais :

- Densité  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\phi = 30^\circ$
- Coefficient de poussée active des remblais :  $K_a$

### XIII.4.2. Calcul du coefficient de poussée :

➤ Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right)$$

➤ Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\phi - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2\alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\phi - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\phi = 30^\circ$  : Angle de frottement interne

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)

$\alpha = 0$  : Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$  : Angle de talus

$\theta$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left( \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$$

$K$  : coefficient caractérisant le séisme :  $K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$

$\varepsilon_H = 0,1$  : accélération du séisme dans le sens horizontal. } (RPOA)

$\varepsilon_V = 0,07$  : accélération du séisme dans le sens verticale. }

L'effort sismique horizontal :  $H_s = \varepsilon_H \cdot G$  .

L'effort sismique vertical :  $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$$\varepsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2$$

$$\varepsilon_v = 0,3 \quad \varepsilon_h = 0,07$$

$$\varepsilon_H = 0,1 \quad \text{et}$$

$$\varepsilon_V = 0,07$$

$$\varepsilon_H = 0,1 \quad \text{et}$$

$$\varepsilon_V = 0,07$$

$$\varepsilon_H = 0,1 \quad \text{et}$$

$$V = -0,07$$

(RPOA)

Pour les conditions normales :

$$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0,00$$

$$K = 1$$

$$\theta = \theta^\circ$$

$$K_{ah} = 0,3$$

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme :

Action du séisme.	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	K	$\theta^\circ$	Kah
Condition normale	1 <sup>er</sup> cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical + Horizontal.	2 <sup>ème</sup> cas	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal.	3 <sup>ème</sup> cas	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical + Horizontal.	4 <sup>ème</sup> cas	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tab.XIII.2 : 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 largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

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.

**Ms** : désigne le moment stabilisant

**Mr** : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	Calcul des P	Efforts horizontaux $\varepsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_V)P$	Bras de levier $\langle\langle H \rangle\rangle$	Bras de levier $\langle\langle V \rangle\rangle$	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Mur de garde Grève	3,29*13*0,55*2,5	0	58,8	3,7	7,74	0	217,56
	58,80	5,88	62,92	3,7	7,74	45,511	232,79
	58,80	5,88	58,8	3,7	7,74	45,5112	217,56
	58,80	5,88	54,68	3,7	7,74	45,5112	202,33
Mur frontal	3,89*3,05*13*2,5	0	38,56	2,53	3,95	0	97,556
	385,59	38,56	41,26	2,53	3,95	152,311	104,38
	385,59	38,56	38,56	2,53	3,95	152,311	97,556
	385,59	38,56	35,86	2,53	3,95	152,311	90,727
Mur en retour	(7,18*0,8*2,5)*2	0	57,44	2	5,59	0	114,88
	57,44	5,744	61,46	2	5,59	32,109	122,92
	57,44	5,744	57,44	2	5,59	32,109	114,88
	57,44	5,744	53,42	2	5,59	32,109	106,84
Semelle	13,8*5,6*2*2,5	0	386,4	2,8	1	0	1081,9
	386,4	38,64	413,5	2,8	1	38,64	1157,7
	386,4	38,64	386,4	2,8	1	38,64	1081,9
	386,4	38,64	359,4	2,8	1	38,64	1006,2
Dalle de Transition	5*0,3*11,4*2,5	0	42,75	6,4	9,33	0	273,6
	42,75	4,27	45,74	6,4	9,33	39,8391	292,75
	42,75	4,27	42,75	6,4	9,33	39,8391	273,6
	42,75	4,27	39,76	6,4	9,33	39,8391	254,44
Poids des terres sur la D-T.	0,6*5*11,4*1,8	0	61,56	6,4	9,78	0	393,98
	61,56	6,15	65,86	6,4	9,78	60,147	421,5
	61,56	6,15	61,56	6,4	9,78	60,147	393,98
	61,56	6,15	57,25	6,4	9,78	60,147	366,4
Poid des teres sur la Semelle	2*9,78*11,4*1,8	0	401,4	2	6,89	0	802,74
	401,37	40,14	429,5	2	6,89	276,565	858,93
	401,37	40,14	401,4	2	6,89	276,565	802,74
	401,37	40,14	373,3	2	6,89	276,565	746,55

Poids des surcharges		5*11,4*1,2	0	68,4	6,4	9,18	0	437,76
		68,4	6,84	73,19	6,4	9,18	62,7912	468,42
		68,4	6,84	68,4	6,4	9,18	62,7912	437,76
		68,4	6,84	63,61	6,4	9,18	62,7912	407,1
Poussée des terres	Mur GG + Mur frontal	0,5*7,18 <sup>2</sup> *13*1,8*0,333	200,85	/	/	4,39	881,746	/
		0,5*7,18 <sup>2</sup> *13*1,8*0,42	253,33	/	/	4,39	1112,11	/
		0,5*7,18 <sup>2</sup> *13*1,8*0,395	238,25	/	/	4,39	1045,91	/
		0,5*7,18 <sup>2</sup> *13*1,8*0,375	226,19	/	/	4,39	992,957	/
	Semelle	0,5*2 <sup>2</sup> *13,8*1,8*0,333	16,54	/	/	0,7	11,578	/
		0,5*2 <sup>2</sup> *13,8*1,8*0,42	20,86	/	/	0,7	14,602	/
		0,5*2 <sup>2</sup> *13,8*1,8*0,395	19,62	/	/	0,7	13,734	/
		0,5*2 <sup>2</sup> *13,8*1,8*0,375	18,63	/	/	0,7	13,041	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	7,18*13*1,2*0,333	37,299	/	/	5,59	208,5	/
		7,18*13*1,2*0,42	47,043	/	/	5,59	262,972	/
		7,18*13*1,2*0,395	44,243	/	/	5,59	247,319	/
		7,18*13*1,2*0,375	42,003	/	/	5,59	234,797	/
	Semelle	2*13,8*1,2*0,333	11,03	/	/	1	11,03	/
		2*13,8*1,2*0,42	13,91	/	/	1	13,91	/
		2*13,8*1,2*0,395	13,08	/	/	1	13,08	/
		2*13,8*1,2*0,375	12,42	/	/	1	12,42	/
Total	Cas 1	265,7	1115,3	/	/	1112,9	3420	
	Cas 2	481,4	1193,3	/	/	2111,5	3659,3	
	Cas 3	461,4	1076,7	/	/	2027,9	3420	
	Cas 4	403,5	1037,2	/	/	1961,1	3180,6	

Tab.XIII.3 : Calcul des moments et des efforts globaux

**XIII.4.3. 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:

Cas	H ( t )	V( t )	Mr ( t.m )	Ms ( t.m )	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \tan \varphi$
1	509,05	1115,3	1112,9	3420	3,07	2,42
2	642,03	1193,3	2111,5	3659,3	1,73	1,53
3	604,66	1067,7	2027,9	3420	1,69	1,55
4	573,26	1037,2	1961,1	3180,6	1,62	1,59

Tab.XIII.4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

➤ *Stabilité au renversement :*

$$\frac{MS}{MR} \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{MS}{MR} \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

➤ *Stabilité au glissement :*

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1.5 \quad \text{conditions normales.}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1.0 \quad \text{conditions sismiques.}$$

**Conclusion :**

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

### **Conclusion général :**

Le présent projet « **Etude d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place** » est notre première expérience de travail, cela nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaires.

L'objectif de notre travail était l'étude d'un ouvrage d'art, qui devra être réalisé sur la future pénétrante de la wilaya de Tizi Ouzou. A la suite de cette étude, on a pu aboutir à :

- Choix d'un pont construit en encorbellement successif avec voussoirs coulé sur place.
- Pré-dimensionnement de la section transversale.
- Etude détaillée de la précontrainte.
- Dimensionnement des appuis.
- Détermination d'un ferrailage passif.

On a pu, grâce à ce travail, découvrir la méthode de réalisation et de construction des ponts en encorbellement successif, approfondir nos connaissances dans le domaine de la précontrainte, vu la complexité et la diversité des aciers de précontrainte utilisés dans un tel ouvrage et suivre les différentes étapes de calcul qu'un pont en encorbellement doit nécessiter. Cette étude nous aura été bénéfique car elle nous a permis de nous familiariser avec toute la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, comme le **BPEL**, le **BAEL** et les publications de la **SETRA** et, ainsi pouvoir approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Cette thèse a aussi été une chance, car nous avons pu manipuler puis maîtriser des logiciels informatiques de dessins et de calcul de structure, qui sont indispensables pour l'ingénieur en génie civil moderne.

Comme ce projet nous aura été très bénéfique, nous espérons grandement avoir fait de notre mieux. En outre, nous sommes conscients qu'il reste beaucoup à faire et que pour devenir des ingénieurs expérimentés, il faudra toujours rechercher la solution optimale avec la plus grande des rigueurs. Nous souhaitons que ce travail soit accessible pour toutes modifications et améliorations et, qu'il soit une référence pour les promotions à venir.

## *Bibliographie*

---

- [Réf.1] Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don « Eyrolles, 2000 »;
- [Réf.2] Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants : J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000»;
- [Réf.3] Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.4] Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- [Réf.5] Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;
- [Réf.6] Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;
- [Réf.7] Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers PP73, 1984 »;
- [Réf.8] Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;
- [Réf.9] Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT « Eyrolles, Paris, 1979 » ;
- [Réf.10] Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- [Réf.11] Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- [Réf.12] B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés : J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » ;
- [Réf.13] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 ».
- [Réf.14] Abaque pour le dimensionnement des section en béton armé prof ; Dr René Walther

### Logiciels :

- AutoCad 2009 (dessin assisté par ordinateur) ;
- Robot Structural Analysis 2010 (Conception assisté par ordinateur) ;
- Microsoft Word 2010, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel 2010, pour tout ce qui est calcul

### Sites Internet :

- [Réf.14] [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- [Réf.15] [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [Réf.16] [www.dywidag-systemes.fr](http://www.dywidag-systemes.fr)
- [Réf.17] [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

### Thèses :

- « Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif »; proposé par Mr : D. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).
- « Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs »; proposé par Mr : L.AKKOU, S. CHALAL; encadré par Mr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2010).
- « Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mlle F.CHELOUL et Mr : Y. CHELLI, I. CHERIFI ; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- « Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; étudié par Mr : S. DEHRIB; encadré par Mr : A. ADJRAD soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de TiziOuzou