

*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*



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil*  
*Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)*

## THEME

*Conception et dimensionnement d'un pont en béton précontraint  
construit en encorbellements successifs*



Réalisé par :

✚ BENELHADJ Toufik  
✚ BOUBRIT Massinissa

Encadré par :

MERAKEB.S

Promotion 2015-2016

# DEDICACES

*Tout d'abord je tiens à remercier 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.*

*Ensuite, rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond de mon cœur :*

✻ *Aux êtres qui me sont les plus chères au monde ; ma mère et mon père, que dieu le tout puissant les protège.*

✻ *À ma grand-mère lah yarhamha*

✻ *À ma sœur et mes deux frères*

✻ *À toute ma famille*

✻ *À Tous mes enseignants du primaire à l'UMMTO*

✻ *À Tous mes ami(e) s*

✻ *À toute la promotion V.O .A et aux hydrauliciens de Bejaia*

✻ *À mon cher ami MASSI qui a contribué à la réalisation de ce travail*

**Toufik BENEHADJ**



# *D*édicaces *D*édicaces

*Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et  
miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de  
mener à bien ce modeste travail. Rien n'est aussi beau à  
offrir que le fruit d'un labeur que je  
dédie du fond du mon cœur :*

- \* aux êtres qui me sont les plus chères au monde ; ma  
mère et mon père, que dieu le tout puissant les protège.*
- \* Mon petit frère, et mes deux petites sœurs.*
- \* Ma grand sœur et son mari ainsi sa famille.*
- \* Toute ma grande famille paternelle et maternelle.*
- \* Tous mes enseignants du primaire à l'UMMTO.*
- \* Tous mes ami(e) s, d'Azeffoun et de DBK,*
- \* Toute la promotion V.O.A et a l'ensemble de la  
Promotion génie civil 2015/2016.*
- \* mon chère binôme TOUFIK qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail.*

*Massinissa BOUBRIT*

# **SOMMAIRE**

<b><u>Introduction générale</u></b> .....	1
---	---

---

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et collecte de données.**

I-1- Présentation de l'ouvrage.....	2
I-2- Les données naturelles du site.....	3
I-2-1- Données topographiques.....	3
I-2-2- Données géotechniques.....	4
I-2-3- Données climatiques .....	5
I-2-4- Données sismiques.....	5
I-3- Les données fonctionnelles.....	5
I-3-1- Tracé en plan.....	5
I-3-2- Profil en long.....	6
I-3-3- Profil en travers.....	6

---

## **Chapitre II : Proposition et choix des variantes.**

II-1- Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage.....	7
II-2- Proposition des variantes.....	7
II-3- Domaine d'application des variantes.....	7
II-4- Exposition des variantes.....	8
II-4-1- Variante N°1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint.....	8
II-4-2- Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples.....	9
II-4-3- Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellement successif.....	10
II-5- Critique et Analyse multicritère.....	12
II-5-1- Pont à poutres multiples en béton précontraint.....	12
II-5-2- Pont mixte à poutres multiples.....	12
II-5-3- Pont à caisson construit par encorbellement successif.....	12
II-6 : Conclusion.....	12

---

## **Chapitre III : Caractéristiques des matériaux.**

III-1-Le Béton.....	13
III-1-1- La résistance à la compression.....	13
III-1-2-La résistance à la traction.....	13
III-1-3-Contraintes admissibles.....	14
III-1-3-1- Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU).....	14
III-1-3-2- Contrainte admissible à l'état limite de service (ELS).....	15
III-1-4- Coefficient de poisson « $\nu$ ».....	15
III-1-5- Module de déformation longitudinale du béton.....	15
III-1-5-1- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).....	15
III-1-5-2- Module de déformation différée (longue durée).....	16
III-1-6- Module de Déformation transversale du béton.....	16
III-2- Les aciers.....	16
III-2-1-Les aciers passifs.....	16
III-2-1-1-La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU).....	17
III-2-1-2-La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS).....	17
III-2-2-Les aciers actifs.....	17
III-2-2-2-Caractéristiques mécaniques.....	18
III-2-2-1-Caractéristiques géométriques des câbles.....	18

---

**Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques.**

IV-1- Pré-dimensionnement de la structure longitudinale.....	19
IV-1-1- Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	19
IV-1-2- Distribution des travées.....	19
IV-1-3- Hauteur des voussoirs.....	20
IV-1-3-1- Hauteur sur pile « $h_p$ ».....	20
IV-1-3-2- Hauteur à la clé « $h_c$ ».....	20
IV-1-4- Découpage en voussoirs.....	21
IV-2- Pré dimensionnement de la section transversale (voussoir).....	22
IV-2-1- Les âmes.....	22
IV-2-1-1- Épaisseur des âmes « $e_a$ ».....	22

IV-2-1-2- L'inclinaison des âmes « a » .....	22
IV-2-1-3- Entraxe des âmes « b ».....	23
IV-2-2- L'hourdis.....	23
IV-2-2- 1- Épaisseur du hourdis supérieur« es ».....	23
IV-2-2- 2- Épaisseur de la dalle inférieure.....	23
IV-2-3- Les goussets.....	24
IV-2-3-1- Gousset supérieur.....	24
IV-2-3-2- Gousset inférieur.....	24
IV-3- Caractéristiques géométriques.....	25
IV-3-1- Section sur culée (et clé).....	26
IV-3-2- Section sur pile.....	27
IV-4- Variation des paramètres géométriques.....	30
IV-4-1- Variation des paramètres géométriques à la travée de rive.....	30
IV-4-2- Variation des paramètres géométriques à Demi-travée centrale.....	34

---

**Chapitre V : Charges et surcharges.**

V-1- Caractéristiques du pont .....	37
V-1-1- Largeur totale « $L_T$ ».....	37
V-1-2- La largeur rouable « $L_r$ ».....	37
V-1-3- La largeur chargeable « $L_C$ ».....	37
V-1-4- Nombre de voies de circulation « $N^{\circ v}$ ».....	37
V-1-5- La largeur réelle de la voie « $L_v$ ».....	38
V-1-6- Classe de pont.....	38
V-2- Calcul des charges permanentes.....	38
V-2-1- Les éléments porteurs « CP ».....	38
V-2-2- Les éléments non porteurs :(compléments des Charges permanentes).....	39
V-3- Surcharge routière.....	41
V-3-1- Surcharges « A (L) ».....	41
V-3-2- Système de charge « B ».....	43
V-3-2-1- Système de charge « $B_C$ » .....	43
V-3-2-2- Système de charge « $B_t$ ».....	45

V-3-2-3- Système de charge « Br » .....	46
V-3-3- Système de charge militaire « MC120 ».....	47
V-3-4- Système de charge Convoi exceptionnel « D240 » .....	48
V-4- Autres surcharges.....	50
V-4-1- Surcharges sur trottoirs « St ».....	50
V-4-1-1- Charges locales « Cl ».....	50
V-4-1-2- Charges générales « Cg ».....	50
V-4-2- Forces de freinage.....	50
V-4-2-1- Effort de freinage « FA » produit par le système de charge A(L).....	50
V-4-2-2- Effort de freinage « F <sub>Bc</sub> » produit par le système de charge Bc.....	50
V-4-3- Forces centrifuges « Fc ».....	51
V-4-4- Le Vent « W ».....	51
V-4-5- La température.....	51
V-4-6- Le séisme.....	51
V-5- Combinaisons des charges.....	52
V-5-1- Les coefficients de majoration.....	52
V-5-2- Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.....	53

---

## **Chapitre VI : Étude longitudinale.**

VI-1- Phases de réalisation.....	54
VI-1-2- Charges appliquées au fléau (phase de construction) (SETRA [Réf.6]).....	55
VI-1-2-1- Charges permanentes du tablier (G).....	56
VI-1-2-2- Les surcharges de chantier « QPRA ».....	57
VI-1-2-3- surcharges d'équipage mobile « QPRC1 ».....	58
VI-1-2-4- Vent « Q <sub>w</sub> ».....	59
VI-1-2-5- Actions accidentelles « F <sub>A</sub> ».....	60
VI-1-3- Les combinaisons des charges .....	62
VI-1-4- Étude de l'encastrement provisoire.....	65
VI-2- Étude longitudinale en service.....	67
VI-2-1- Présentation du logiciel.....	67

VI-2-2- Modélisation.....	67
VI-2-3- Combinaisons de calcul.....	68

---

**Chapitre VII : Étude de la précontrainte.**

VII-1- Etude de la précontrainte de fléau .....	74
VII-1-1- Détermination de la précontrainte de fléau .....	74
VII-1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau .....	75
VII-1-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir .....	76
VII-1-4- Position et enrobage des câbles .....	78
VII-1-5- Tracé des câbles .....	78
VII-1-5-1- Etude du tracé des câbles en élévation.....	78
VII-1-5-2- Etude du tracé des câbles en plan.....	83
VII-1-6- Les pertes de tension.....	86
VII-1-6-1- Les pertes instantanées.....	86
VII-1-6-2- Les pertes différées.....	92
VII-1-6-3-Calcul des pertes totales.....	96
VII-1-7- Vérification des contraintes.....	97
VII-2- Etude de la précontrainte de continuité.....	99
VII-2-1- Détermination de la précontrainte de continuité.....	99
VII-2-2- Détermination du nombre de câbles de continuités.....	99
VII-2-2-1- Câblage de la travée de rive.....	100
VII-2-2-2- Câblage de la travée intermédiaire.....	101
VII-2-3- Les pertes de tension.....	102
VII-2-3-1- Travée de rive.....	102
VII-2-3-2- Travée intermédiaire.....	104
VII-2-4- Vérification des contraintes en phase de service.....	106
✚ Travée de rive.....	107
✚ Travée intermédiaire.....	109

---

**Chapitre VIII : Étude transversale.**

VIII-1- Modélisation.....	112
---------------------------	-----

VIII-2- Définition des charges.....	114
VIII-2-1- Charges permanentes.....	114
VIII-2-1-1- Poids propre « G ».....	114
VIII-2-1-2- Revêtement et chape « Prev ».....	114
VIII-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche.....	114
VIII-2-1-4- Garde-corps.....	114
VIII-2-1-5- Glissières de sécurité de pont .....	114
VIII-2-2- Charges routières.....	114
VIII-2-2-1-Système de charge A.....	115
VIII-2-2-2- Système de charge « Bc ».....	115
VIII-2-2-3-Système de charge « Bt ».....	115
VIII-2-2-4-Charges militaires « Mc120 ».....	115
VIII-2-2-5-Charges sur trottoirs « St ».....	115
VIII-3-Les combinaisons d'actions .....	115
VIII-4-Détermination des efforts .....	116
VIII-4-1- Section sur pile.....	116
VIII-4-1-1-A l'ELU.....	116
VIII-4-1-2- A l'ELS.....	118
VIII-4-2- Section à la clé.....	119
VIII-4-2-1- A l'ELU.....	119
VIII-4-2-2- A l'ELS.....	121
VIII-5- Vérification de l'effort tranchant.....	124
VIII-6- Vérification au poinçonnement.....	125
VIII-7- Vérification des âmes au flambement .....	126
VIII-8- Ferrailage.....	126
VIII-8-1- Données du problème.....	126
VIII-8-1-1- Ferrailage en flexion simple pour les dalles.....	127
VIII-8-1-2- Ferrailage en flexion composé pour les âmes.....	127
VIII-8-1-3- Condition de non fragilité.....	128
VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs.....	128
VIII-8-2-1- Voussoir près de la pile.....	128

VIII-8-2-2- Ferrailage de voussoir près de la culée.....	130
VIII-8-3- ferrailage du bossage (SETRA 2003, [Réf.6]).....	133

---

**Chapitre IX : Effort tranchant.**

IX-1- Détermination de l'effort tranchant.....	137
IX-1-1- Effort tranchant dû aux charges extérieures.....	137
IX-1-2- Effort tranchant dû à la précontrainte.....	137
IX-1-3- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL).....	138
IX-2-Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.....	139

---

**Chapitre X : Équipements d'un pont.**

X-1- Appareils d'appui .....	143
X-1-1- Types d'appareils d'appuis.....	143
X-1-2- Les appareils d'appuis en élastomère fretté .....	144
X-1-2-1- Matériaux constituants et rôles.....	145
X-1-2-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	145
X-1-2-3- Réactions verticales dues aux combinaisons d'action.....	146
X-1-2-4- Compression : Sous réaction verticale.....	146
X-1-2-5- Distorsion : Déformation angulaire.....	147
X-1-2-6- Rotation : compression partielle.....	148
X-1-2-7- La limitation de la contrainte de cisaillement.....	149
X-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement.....	149
X-1-2-9- Condition de non flambement.....	149
X-1-2-10- Condition de non soulèvement .....	149
X-1-2-11- Dimensionnement des frettes.....	150
X-2- Les dés d'appui.....	151
X-2-1- Dimensions de dés d'appuis.....	151
X-2-2- Ferrailage des dés d'appuis.....	151
X-2-2-1- Armatures de chaînage.....	152
X-2-2-2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieur).....	152
X-2-2-3- Ferrailage de surface (frette supérieure) .....	152

X-3- joint de chaussée.....	153
X-3-1- Types de joints de chaussée.....	154
X-3-2- Calcul du souffle des joints.....	155
X-3-2-1- Dilatation thermique.....	155
X-3-2-2- Retrait.....	156
X-3-2-3- Fluage.....	156
X-3-2-4- Souffle sismique.....	156
X-3-3- Type de joint choisi.....	158
X-4- Le revêtement du tablier.....	160
X-4-1- Couche d'étanchéité.....	160
X-4-2- Couche de roulement.....	161
X-5- Dispositifs retenue.....	161
X-5-1- Les glissières de sécurité.....	161
X-5-1- Le garde-corps .....	161
X-6- Corniches.....	161
X-7- Évacuation des eaux.....	162

---

**Chapitre XI : Étude de la pile.**

➤ Choix du type de pile.....	163
XI-1- Pré-dimensionnement de la pile.....	164
XI-2- Étude et ferrailage de la pile.....	164
XI-2-1- Évaluation des efforts agissant sur la pile.....	164
XI-2-2- Ferrailage de la pile.....	166
XI-2-2-1- Armatures longitudinales.....	166
XI-2-2-2- Armatures transversales.....	168
XI-3- Les Fondations.....	170
XI-3-1- Choix du type de fondation.....	170
XI-3-2- La semelle.....	171
XI-3-2-1- La largeur.....	171
XI-3-2-2- La longueur.....	171

XI-3-2-3- La hauteur.....	171
XI-3-3- Nombre de files de pieux.....	171
XI-3-4- Étude et ferrailage de la semelle.....	173
XI-3-4-1- Caractéristiques de la semelle.....	173
XI-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu.....	173
XI-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles).....	174
XI-3-5- Étude et ferrailage des pieux.....	178
XI-3-5-1- Calcul des moments par la formule de WARNER.....	179
XI-3-5-2- Ferrailage des pieux.....	180

---

**Chapitre XII : Étude de la culée.**

XII-1- Choix de la morphologie.....	183
XII-2- Implantation de la culée.....	183
XII-3- Pré-dimensionnement de la culée.....	184
XII-3-1- Mur de garde grève.....	184
XII-3-2- Le mur de front.....	184
XII-3-3- Les murs en retour.....	185
XII-3-4- Dalle de transition.....	185
XII-3-5- La semelle.....	186
XII-3-6- Sommier d'appui.....	186
XII-3-7- Les corbeaux.....	186
XII-4- Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	188
XII-4-1- Calcul du coefficient de poussée.....	188
XII-4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais).....	191

---

**Chapitre XIII : Devis quantitatif et estimatif** ..... 193

---

**Conclusion générale** ..... 195

---

---

Figure I-1: Situation géographique d' d'Aït Yahia Moussa.....	2
Figure I-2: Plan de situation par rapport au projet de la pénétrante autoroutière.....	3
Figure I-3 : profil en long du terrain.....	3
Figure I-4 : Formation du sol.....	4
Figure I-5 : Tracé en plan.....	5
Figure I-6 : Profil en long.....	6
Figure I-7 : Profil en travers.....	6

---

Figure II-1 : Pont a poutres multiples en béton précontraint.....	8
Figure II-2 : Pont mixte à poutre multiples.....	9
Figure II-3 : Construction d'un pont par encorbellement.....	11

---

Figure III-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	14
Figure III-2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).....	16
Figure III-3 : Photo d'un acier actif.....	17

---

Figure IV-1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	19
Figure IV-2 : Découpage en voussoirs.....	21
Figure IV-3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.....	22
Figure IV-4 : Gousset supérieur.....	24
Figure IV-5 : Gousset inferieur.....	24
Figure IV-6 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé).....	26
Figure IV-7: Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile vide.....	27
Figure IV-8: Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile plein.....	28
Figure IV-9: Variation de la hauteur de la poutre pour la travée de rive.....	30
Figure IV-10 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	31

Figure IV-11 : Variation de la section de la travée de rive.....	31
Figure IV-12: Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	34
Figure IV-13: Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée centrale.....	34
Figure IV-14 : Variation de la section de la travée centrale.....	35

---

Figure V-1 : Schéma explicatif des différentes largeurs de pont.....	37
Figure V-2 : Coupe transversale d'un trottoir (avec éléments non porteurs).....	39
Figure V-3 : Garde-corps.....	40
Figure V-4 : Glissière de sécurité.....	40
Figure V-5 : les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.....	42
Figure V-6 : Les dimensions du système Bc.....	44
Figure V-7 : Les dimensions du système Bt.....	45
Figure V-8 : Les dimensions du système Br.....	47
Figure V-9 : Les dimensions du système Mc120.....	48
Figure V-10 : Dimensions de système D240.....	49
Figure V-11 : photo d'un convoi exceptionnel.....	49

---

Figure-VI-1: Réalisation des fléaux sur les piles.....	54
Figure-VI-2 : Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.....	54
Figure-VI-3: Clavage des deux fléaux avec les culées.....	54
Figure-VI-4: Schéma statique du demi-fléau.....	55
Figure-VI-5 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable).....	55
Figure-VI-6: Poids propre du demi-fléau.....	56
Figure-VI-7: Surcharges réparties « QPRA1 ».....	57
Figure-VI-8 : Une surcharge concentrée « QPRA2 ».....	58
Figure-VI-9 : Surcharge d'équipage mobile « QPRC1 ».....	59
Figure-VI-10 : Surcharges du vent «W».....	60

Figure-VI-11: Action accidentelle.....	60
Figure-VI-12: Combinaisons en situation temporaire.....	62
Figure-VI-13: Combinaisons accidentelles.....	63
Figure-VI-14: Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires.....	65
Figure-VI-15: Efforts dans les câbles et réactions d'appui.....	65
Figure-VI-16: Disposition des câbles de clouage.....	66
Figure-VI-17 : Vue du modèle de calcul en 3D.....	68
Figure-VI-18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	70
Figure-VI-19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	70
Figure-VI-20 : Diagramme des moments fléchissant sous G+CCP.....	71
<hr/>	
Figure VII-1 : disposition des câbles dans le gaussait supérieure.....	78
Figure VII-2 : Tracé d'un câble en élévation.....	79
Figure VII-3 : Tracé des câbles en élévation.....	83
Figure VII-4 : Tracé en plan d'un câble du fléau.....	83
Figure VII-5 : Diagramme des tensions avant et après recul à l'ancrage.....	88
Figure VII-6 : Diagramme des contraintes.....	97
Figure VII-7 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.....	100
Figure VII-8 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.....	101
<hr/>	
Figure VIII-1 : Condition d'appuis des voussoirs.....	112
Figure VIII-2 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural....	113
Figure VIII-3 : Vue en 3D du voussoir à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural....	113
Figure VIII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m] (Pile).....	116
Figure VIII-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(Pile) [t].....	117
Figure VIII-6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].(pile).....	117
Figure VIII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m](pile).....	118

Figure VIII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].(pile).....	118
Figure VIII-9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].(pile).....	119
Figure VIII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m](culée).....	119
Figure VIII-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].(culée).....	120
Figure VIII-12 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].(culée).....	120
Figure VIII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m](culée).....	121
Figure VIII-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].(culée).....	121
Figure VIII-15 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS[t].(culée).....	122
Figure VIII-16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.....	132
Figure VIII-17 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.....	132
Figure VIII-18 : Les différentes actions dues à l'ancrage.....	133
Figure VIII-19 : distribution du ferrailage dans un bossage.....	134
Figure VIII-20 : Détail de ferrailage d'un bossage.....	135
Figure VIII-21 : ferrailage d'un bossage dans un voussoir.....	135
<hr/>	
Figure IX-1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.....	137
Figure IX-2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.....	138
<hr/>	
Figure-X-1: Appareil d'appui en élastomère fretté.....	144
Figure-X-2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.....	145
Figure-X-3: Dimension des couches d'appareil d'appui.....	146
Figure-X-4 : Détail de l'appareil d'appui.....	150
Figure-X-5 : Dimension de dés d'appuis.....	151
Figure-X-6 : Ferrailage du dé d'appui.....	153
Figure-X-7 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.....	153
Figure-X-8 : Photo réelle d'un joint de chaussée.....	154
Figure-X-9 : Rotation d'extrémité sous chargement.....	155

Figure-X-10 : Joint du type Wd (souffle moyen).....	160
Figure-X-11 : Caractéristique du joint de chaussée Wd110.....	160
Figure-X-12 : Photo d'une glissière de sécurité.....	161
Figure-X-13 : Photo Corniches préfabriquées sur chantier.....	162
Figure-X-14 : Les équipements du pont.....	162

---

Figure XI-1 : Vue en plans de la pile.....	163
Figure XI-2 : Vu en plan de la pile.....	163
Figure XI-3 : Efforts agissant sur pile.....	165
Figure XI-4 : Répartition des armatures de la pile.....	166
Figure XI-5 : Abaque de Walther pour la flexion composée.....	168
Figure XI-6 : Ferrailage la section de la pile.....	169
Figure XI-7 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).....	172
Figure XI-8 : Coupe transversale (pile+ semelle de liaison+ pieux).....	173
Figure XI-9 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).....	176
Figure XI-10 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).....	177
Figure XI-11 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale).....	178
Figure XI-12 : Abaques de Walther.....	180
Figure XI-13 : Ferrailage du pieu de la pile.....	182

---

Figure-XII-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.....	183
Figure XII-3 : Dalle de transition.....	185
Figure XII-4 : Les dimensions de la culée.....	187

---

---

Tableau I-1: Résultats des essais pressiométriques.....	4
---	---

---

Tableau II-1: Domaine d'application des trois variantes.....	7
--	---

---

Tableau IV-1: Tableau représentatif des différentes caractéristiques Géométrique.....	25
---	----

Tableau IV-2: Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	26
---	----

Tableau IV-3: Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	27
---	----

Tableau IV-3: Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plein.....	28
---	----

Tableau IV-4: La variation des différents paramètres de la travée de rive.....	33
--	----

Tableau IV-5: La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.....	36
--	----

---

Tableau V-1: Classe de pont.....	38
----------------------------------	----

Tableau V-2: Les valeurs de coefficient $a_1$ .....	41
---	----

Tableau V-3: Les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	43
---	----

Tableau V-4: Valeurs de coefficient $B_c$ .....	44
---	----

Tableau V-5: Les valeurs $B_c$ pour chaque cas de charge.....	45
---	----

Tableau V-6: Les valeurs de coefficient $B_t$ .....	46
---	----

Tableau V-7: Les valeurs $B_t$ pour chaque cas de charge.....	47
---	----

Tableau V-8: Les valeurs $B_r$ pour chaque cas de charge.....	47
---	----

Tableau V-9: Les valeurs $M_{c120}$ pour chaque cas de charge.....	48
--	----

Tableau V-10: les Valeurs des coefficients de majoration.....	52
---	----

Tableau V-11: Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.....	53
--	----

---

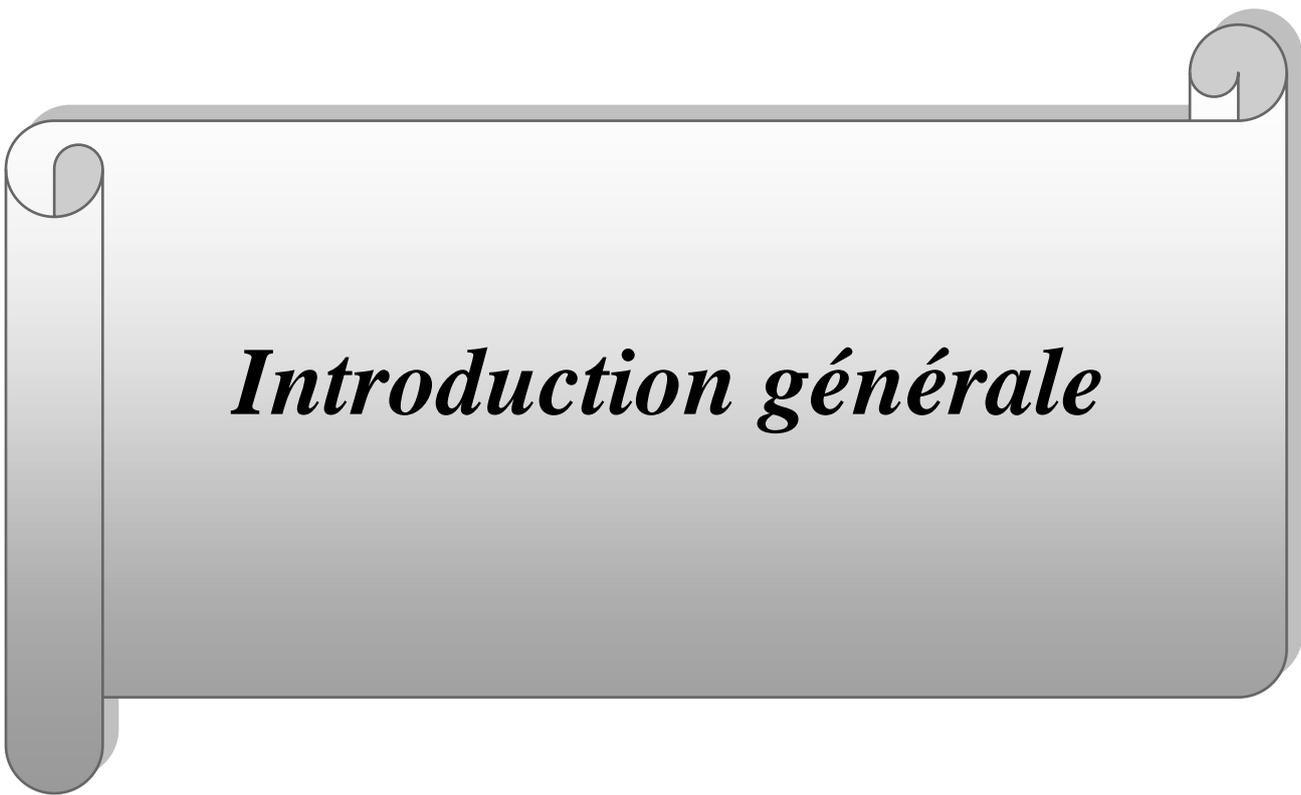
Tableau VI-1: Variation des moments et effort tranchant des charges de construction.....	61
--	----

Tableau VI-2: Effort max de M et T.....	63
---	----

Tableau VI-3: Détail des efforts max de M et T.....	64
---	----

Tableau VI-4: Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.....	69
Tableau VI-5: Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de rive.....	71
Tableau VI-6: Les moments fléchissant chaque voussoir de la travée de centrale.....	72
<hr/>	
Tableau VII-1: Répartition des câbles de fléau dans chaque voussoir.....	77
Tableau VII-2: Le nombre de câbles arrêtés dans chaque fin de voussoir.....	77
Tableau VII-3: Les paramètres du tracé des câbles en élévation.....	82
Tableau VII-4: Les paramètres du tracé des câbles en plan.....	85
Tableau VII-5: Résultats des pertes dues au frottement de chaque câble.....	87
Tableau VII-6: Résultats des pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble.....	90
Tableau VII-7: Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	91
Tableau VII-8: Résultats Pertes dues au fluage du béton.....	93
Tableau VII-9: Résultats Pertes due à la relaxation de l'acier.....	95
Tableau VII-10: Vérification des contraintes en construction.....	98
Tableau VII-11: Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir..... (Travée de rive)	100
Tableau VII-12: Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir..... (Travée intermédiaire)	101
Tableau VII-13: Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	102
Tableau VII-14: Pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	104
Tableau VII-14: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{min}$ : (G + CCP)....	107
Tableau VII-15: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{max}$ : (G + D240)..	108
Tableau VII-16: Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{min}$ : (G + CCP)...	109
Tableau VII-17: Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{max}$ :(G + D240)..	110
<hr/>	
Tableau VIII-1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	115
Tableau VIII-2: Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....	123

Tableau VIII-3: Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....	123
Tableau VIII-4: Vérification de l'effort tranchant. (Voussoir sur pile).....	124
Tableau VIII-5: Vérification de l'effort tranchant. (Voussoir sur culée).....	125
Tableau VIII-6: Ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la pile.....	129
Tableau VIII-7: Ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.....	129
Tableau VIII-8: Ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.....	130
Tableau VIII-9: Ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.....	130
Tableau VIII-10: Ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée.....	131
Tableau VIII-11: Ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.....	131
<hr/>	
Tableau IX-1: Vérification des contraintes pour la travée de rive.....	140
Tableau IX-2: Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	141
<hr/>	
Tableau X-1 : Différents modèles des joints Wd.....	159
Tableau X-2 : Caractéristiques physiques des joints Wd.....	159
<hr/>	
Tableau XI-1 : Les sollicitations maximales sur la pile.....	166
<hr/>	
Tableau XII-1 : Implantation de la culée.....	184
Tableau XII-2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	189
Tableau XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux.....	190
Tableau XII-4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	191
<hr/>	



***Introduction générale***

## **Introduction générale :**

Dans le cadre du développement et de la modernisation du réseau autoroutier en Algérie, la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-ouzou à l'autoroute est ouest au niveau de l'échangeur Djabahia (wilaya de Bouira), représente un projet de grande envergure qui contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec le reste du pays et à l'épanouissement économique et social.

Le tracé de 48Km de la pénétrante a été élaboré par LA SAETI (Société Algérienne d'Études d'Infrastructures) se heurte à un relief accidenté ce qui rend nécessaire des terrassements ainsi que la réalisation d'ouvrages d'arts.

Le présent mémoire a pour objet l'étude et le dimensionnement d'un ouvrage d'art permettant le franchissement d'une brèche situé au lieu-dit Tizi-Bourthi près de la commune d'Ait Yahia Moussa.

La DTP (direction des travaux public) de Tizi-ouzou a proposé un ouvrage constitué de deux ponts jumeaux parallèles ; chaqu'un est composé de deux partie ; un tablier en encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place et une deuxième qui est un tablier à poutre multiples précontrainte par poste tension.

Notre travail consiste à présenter une variante du projet proposé par la DTP de Tizi-ouzou, en l'occurrence deux ponts jumeaux homogène construit en encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place.

Afin de mener ce travail le plus judicieusement possible, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour la dimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

# CHAPITRE I

*Présentation de l'ouvrage  
et collecte de données*

## I-1- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage projeté est constitué de deux ponts jumeaux parallèles et distants de 0,6m, permettant le franchissement d'une brèche à la localité **Aït Yahia Moussa**, dans le projet de l'autoroute reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest (Bouira).

La longueur totale de l'ouvrage est de 280m avec une demi-largeur totale de **13.4 m**, projeté sur un site vallonné ayant une altitude moyenne 218,7m au **PK 17+030** reliait à une altitude moyenne de 222,11 au droit de **PK17+281**. Chaque pont est composés de :

- ✓ **Une travée centrale de 105 m.**
- ✓ **Deux travées de rives de 73 m.**
- ✓ **deux piles et deux culées.**

Vu que l'ouvrage étudié est constitué de deux ponts identiques, on se contentera d'étudier qu'un seul.

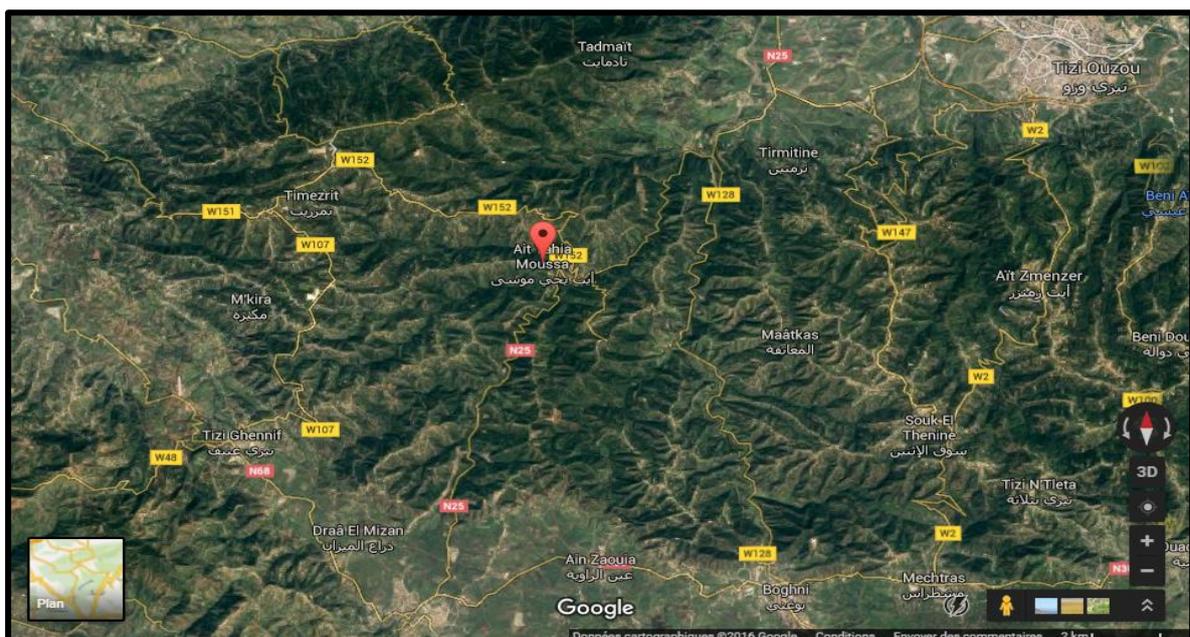
### Situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage est situé à **Tizi-Bourthi** dans la commune **Aït Yahia Moussa** (anciennement Oued Ksari) qui est une commune de Kabylie, dans la wilaya de Tizi-Ouzou en Algérie, située à 25 km au sud-ouest de Tizi Ouzou et à 115 km au sud-est d'Alger.

Elle est limitée par :

- ✓ Tadmait au nord
- ✓ Tirmatine, Maatkas à l'est
- ✓ M'Kira à l'ouest
- ✓ Draâ El Mizan au sud

La carte ci-dessous illustre la situation géographique de la localité d'**Aït Yahia Moussa** :



***Figure I-1: Situation géographique de d'Aït Yahia Moussa.***

La carte ci-dessous illustre la situation géographique du projet par rapport à la pénétrante autoroutière :



Figure I-2: Plan de situation par rapport au projet de la pénétrante autoroutière

**I-2-Les données naturelles du site :**

Elles sont l'ensemble d'éléments de l'environnement de l'ouvrage qui influent sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, nous distinguons :

**I-2-1-Données topographiques :**

L'ouvrage est situé sur un relief accidenté ; il franchit un ravin sur une longueur de **251m**. Ce dernier se trouve au fond d'une dépression dont les deux berges présentent respectivement des pentes moyennes de **56%** et **40%**. La hauteur de l'ouvrage par rapport au point bas de cette brèche, dans sa verticale est de **68m**.

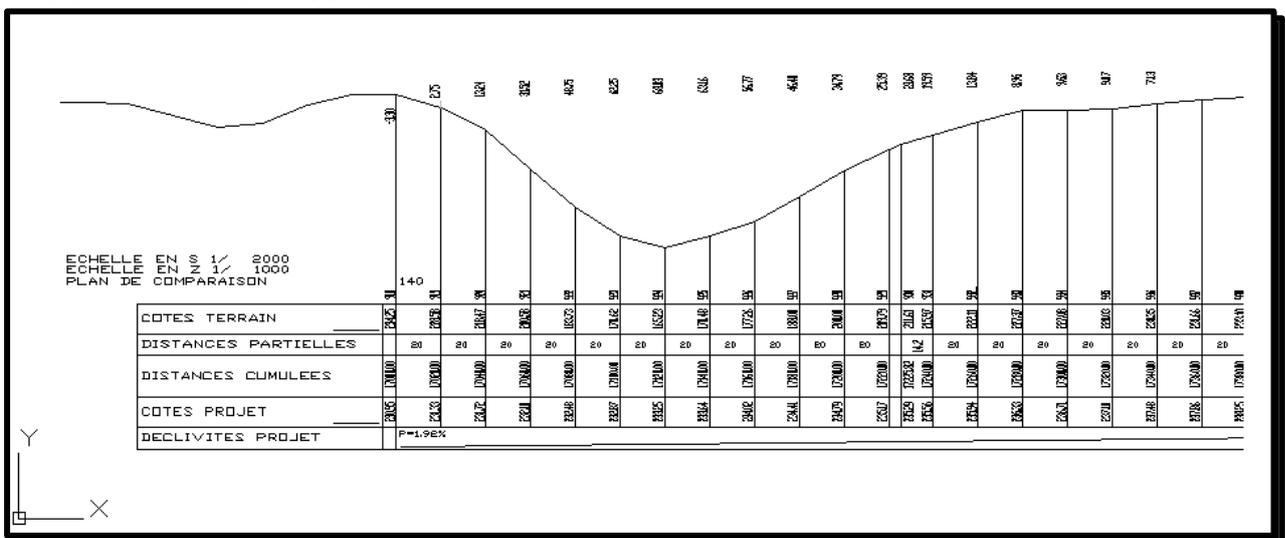
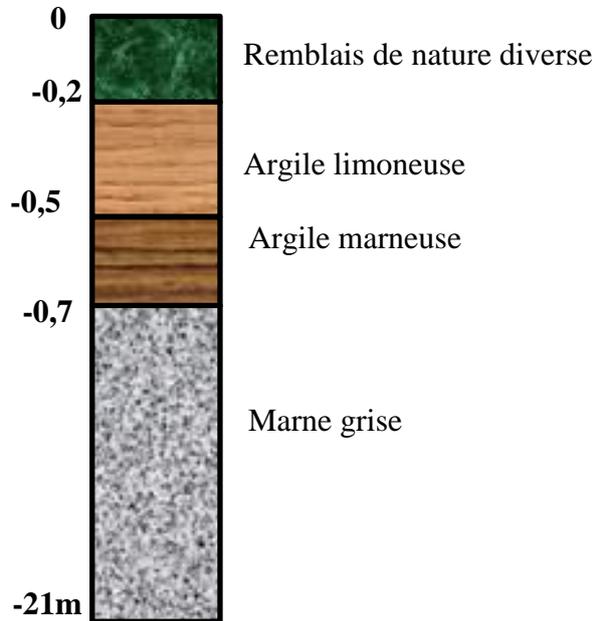


Figure I-3 : profil en long du terrain.

**I-2-2-Données géotechniques :**

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont obtenues à partir de reconnaissances géologiques et géotechniques (physiques, mécaniques...) qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :



***Figure I-4 : formation du sol***

Les résultats des essais Pressiométriques sont donnés dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	E (bars)	P <sub>L</sub> (bars)	P <sub>F</sub> (bars)
0,2	286,46	11,02	6,21
4,00	259,92	9,07	3,71
6,00	323,19	16,33	7,16
8,00	739,77	41,69	22,54
10,00	1586,23	48,00	47,99
12,00	479,47	27,13	13,67
14,00	1542,57	56,10	35,00
16,00	1456,35	48,00	48,00
18,00	2370,32	46,00	46,00
20,00	2221,89	48,00	48,00

***Tableau I-1 : Résultats des essais pressiométriques***

**E** : Le comportement pseudo-élastique du sol

**P<sub>L</sub>** : La résistance du sol à la rupture

**P<sub>F</sub>** : Pression de fluage

### I-2-3-Données climatiques :

- **Le vent** : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (**fascicule 61, titre II**) (**1,25KN/m<sup>2</sup>**).
- **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).
- **La température** : les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussée et les appareils d'appuis. (**±12°C**)

### I-2-4- Données sismiques :

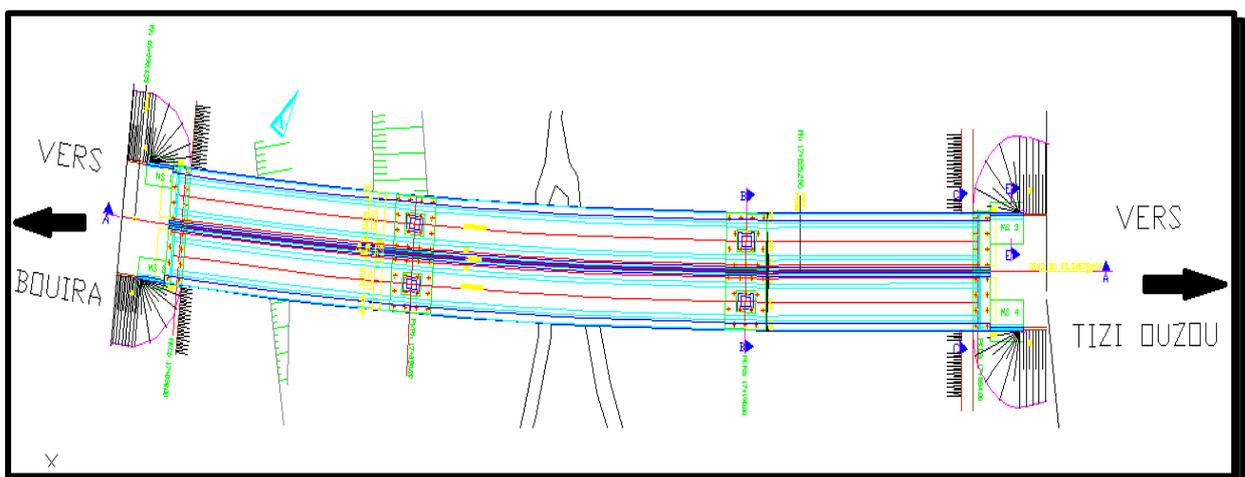
L'ouvrage se situe dans à la localité d'AIT YAHYA MOUSSA dans la wilaya de **Tizi-Ouzou**, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les Ouvrages d'art (RPOA) dans la zone **II a** (Zone à sismicité moyenne).

## I-3-Les données fonctionnelles :

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan ; profil en travers ; profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

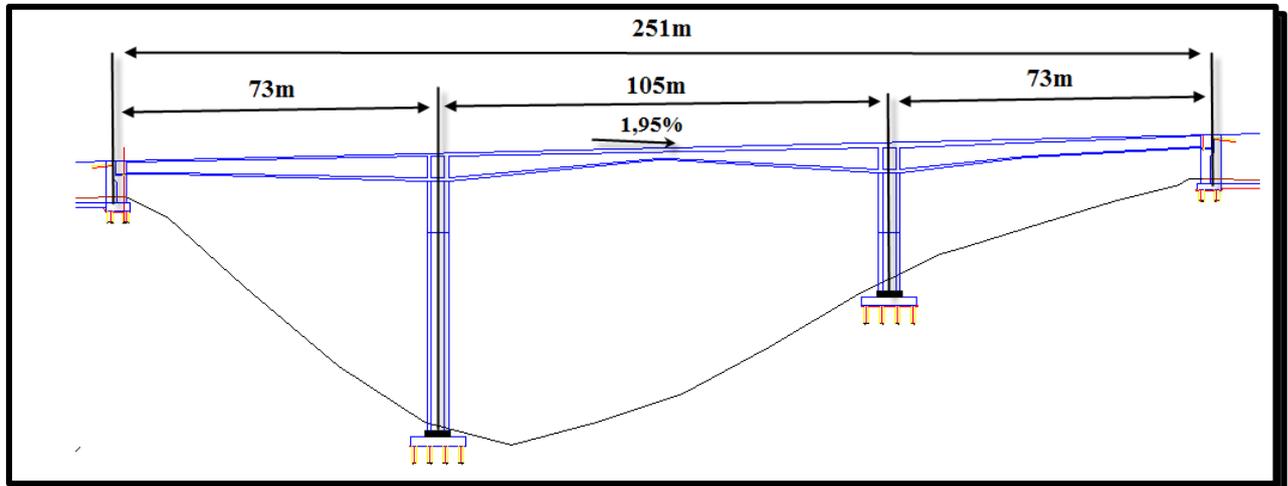
### I-3-1-Tracé en plan :

La structure géométrique de l'ouvrage présente un petit arc de longueur de **251 m** et de rayon **1 800m**.



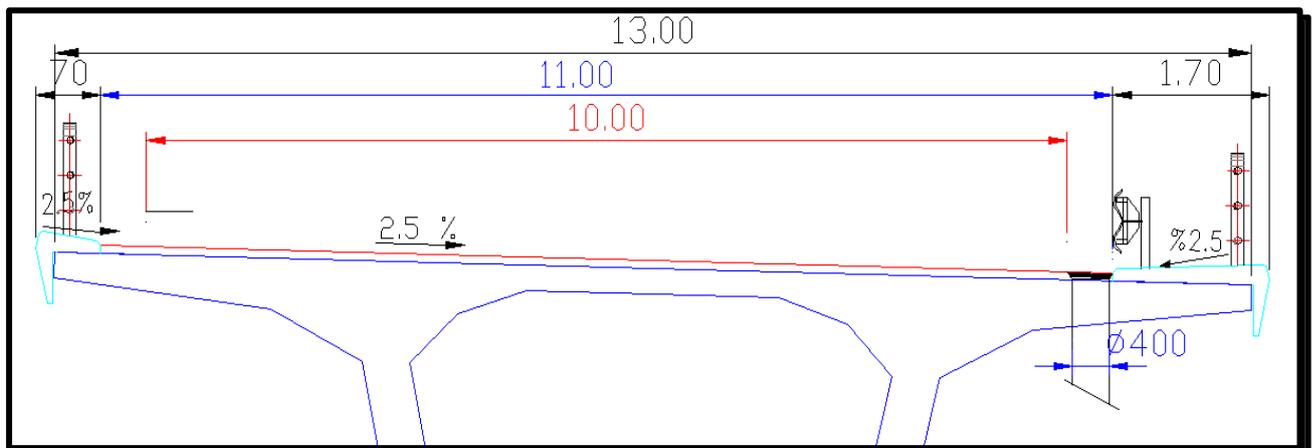
***Figure I-5 : tracé en plan*****I-3-2-Profil en long :**

Le profil en long de notre ouvrage présente un pont de longueur de **251m** avec une travée centrale de **105m** et deux travées de rives de **73m**.le pont a une pente de **1,95%** en partant de la cote de l'ouvrage de **231,52 m** jusqu'à la cote de **236,42 m**.

***Figure I-6 : Profil en long.*****I-3-3-Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de la chaussée définie par :

- ✓ L'ouvrage comporte une chaussée à **3 voies** de même sens de circulation.
- ✓ **Largeur totale de 13.40 m**
- ✓ **Largeur rouable  $L_r = 11,00$  m.**
- ✓ **Largeur des trottoirs 1.70 m d'un côté et 0.70 m du côté opposé.**

***Figure I-7 : Profil en travers.***

# CHAPITRE II

*Proposition et choix de  
variantes*

L'histoire des ouvrages d'art nous renseigne sur l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel. Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement mécanique de l'ouvrage. Ainsi, pour un site donné, l'ouvrage le plus adapté dépend non seulement du contexte socio-économique mais aussi des contraintes dimensionnelles et fonctionnelles et des données naturelles du milieu.

**II-1-Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :**

- Le profil en long de la chaussée.
- Les positions possibles et nombres des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- Économiques.
- Esthétiques.

**II-2-Proposition des variantes :**

Trois variantes sont envisagées :

- ✓ Variante N°1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint.
- ✓ Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples.
- ✓ Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellement successif.

**II-3-Domaine d'application des variantes :**

Le tableau suivant résume le domaine d'application des trois variantes :

portées (m) Type D'ouvrage	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170			
Poutre en Béton précontraint				—																	
pont à tablier mixte (acier, béton)				—																	
Encorbellement successif							—														

**Tableau II-1: Domaine d'application des trois variantes.**

## II-4-Exposition des variantes :

### II-4-1-Variante N°1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint :

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond, en effet, à des portées de 30 à 50mètres.



*Figure II-1 : Pont à poutres multiples en béton précontraint.*

#### **✚ Pour cette variante nous avons :**

- Sept (7) travées indépendantes 36 m de portée.
- Huit (8) poutres préfabriquées à talon pour une travée avec âme et semelle supérieure.
- L'élancement économique des poutres est 1/22.
- Six (6) piles et deux (2) culées.

#### **➤ Les avantages :**

- Limitation des fissures (béton comprimé).
- La possibilité d'assemblé des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La maîtrise de la méthode d'exécution.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais et les coûts.
- Maîtriser de la fabrication des poutres, du point de vue comportement mécanique, relatif à la qualité du béton et du ferrailage.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Bonne protection des armatures et des aciers.
- Possibilité de franchir des grandes portées.

➤ **Les inconvénients :**

- Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- Sensibilité au tassement.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Les désagréments que provoque la présence de joints de chaussée sur chaque appui, et leurs coûts d'entretien.
- Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- Nombre important de piles.

**II-4-2-Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples :**

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

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métallique, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (pont à poutre sous chaussées), et la dalle peut-être en béton armé avec hourdis ou béton précontraint, et elle est connectée à la semelle supérieur par des éléments de liaison appelés connecteurs. On distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement, ce sont les poutres en I qui sont mes plus utilisées.



**Figure II-2 : Pont mixte à poutres multiples.**

**✚ Pour cette variante nous avons :**

- Cinq (5) travées identiques de 50,2m de portée.
- Cinq (5) poutres métalliques continues en I par travée.
- Une dalle de roulement en béton armé, connecté aux semelles par des connecteurs.
- Quatre (4) piles et deux (2) culées.

**➤ Les avantages :**

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.

**➤ Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

**II-4-3-Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellement successif :**

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

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.



**Figure II-3: Construction d'un pont par encorbellement.**

**✚ Pour cette variante nous avons :**

- Une (1) travée centrale de 105m de portée.
- Deux (2) travées de rives de 73m de portée.
- Deux (2) piles et deux (2) culées.

**➤ Les avantages :**

- La silhouette de l'ouvrage est élancée, elle ménage de larges ouvertures et assure une excellente visibilité.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Elle économise considérablement en coffrage et elle permet le réemploi des coffrages.
- La portée plus grande.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- La construction des tabliers s'effectue pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes et au-dessus des rivières.
- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.

### ➤ Les inconvénients :

- Échafaudage important.
- L'étude est laborieuse (demande de temps).
- Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

## **II-5-Critique et Analyse multicritère :**

Après la proposition des variantes, une analyse multicritère a été faite par rapport à l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

### **II-5-1-Pont à poutres multiples en béton précontraint :**

Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction et le recours à la préfabrication. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra pas être réalisé que sur un nombre important de piles (6 piles).

### **II-5-2-Pont mixte à poutres multiples :**

Le pont mixte possède une mauvaise intégration par rapport au site. Et pour le côté réalisation ; Sa réalisation demande une main d'œuvres qualifiée surtout pour la soudure. Le problème majeur de ce type de pont est l'entretien contre la corrosion, le phénomène de la fatigue dans les assemblages et l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

### **II-5-3-Pont à caisson construit par encorbellement successif :**

La structure de ce type donne une forme esthétique et une bonne intégration au site. Sa construction sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de vallées très accidentées. On trouve aussi parmi ses avantages une grande durée de vie et peu d'entretien nécessaire.

## **II-6 : Conclusion :**

Après l'analyse multicritères des trois variantes, le Pont a caisson construit par encorbellement successif semble le plus attrayant pour ce site de par son esthétique, sa durée de vie et par rapport à l'économie. Comparé aux autres types de ponts dont le Pont mixte à poutre multiples qui a été écarté pour ses grands besoins d'entretiens surtout à cause du risque de corrosion qui sera démultiplié avec la construction du nouveau barrage de **Souk n Tlatha**. , Et pour le pont à poutres multiples en béton précontraint il est exclu à cause du nombre important des piles qui sur le plan financier sera plus exigeant .

# CHAPITRE III



*Caractéristiques des  
matériaux*

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

Nous représentons dans ce chapitre les caractéristiques spécifique du béton (béton précontraint) et des aciers (actifs - passifs) utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles **BAEL** et **BPEL**.

### III-1-Le Béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants.

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.

- **Dosage** : le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 kg/cm<sup>3</sup>** de ciment **CPJ425**, avec un contrôle strict.
- **Densité** : La masse volumique du béton armé  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

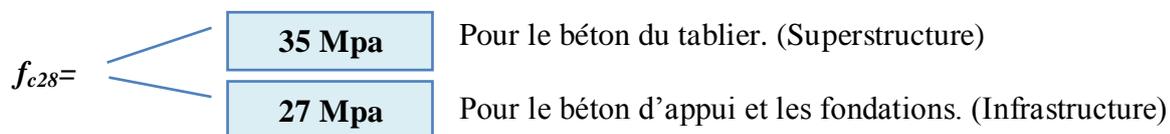
#### III-1-1- La résistance à la compression :

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de **28 jours**, dite valeur caractéristique requise, et notée **fc28**.

La résistance caractéristique pour un béton âgé de moins de 28 jours, et non traité thermiquement on utilise les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL art 2.1, 21}).$$

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



#### III-1-2- La résistance à la traction :

La résistance à la traction joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence ».

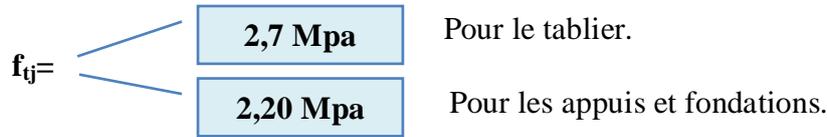
Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression.

$$F_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \quad (\text{BAEL art 2.1, 12}).$$

- Pour notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ Mpa.}$$

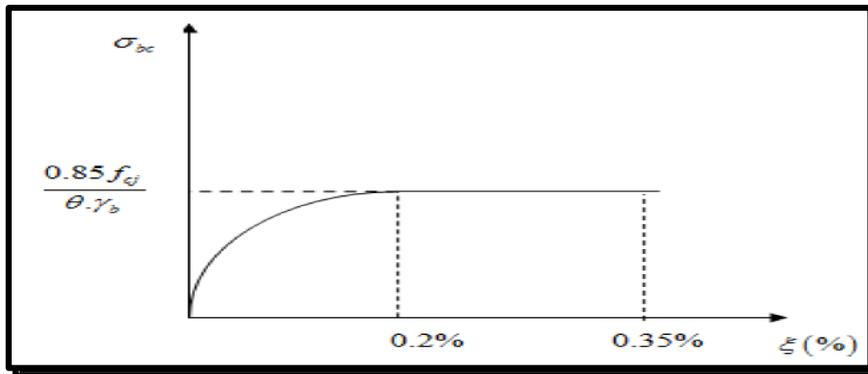
$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa.}$$



**III-1-3- Contraintes admissibles :**

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

**III-1-3-1- Contrainte admissible à l'état limite ultime (ELU) :**



*Figure III-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.*

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL art A.4.3,4}).$$

Avec :

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\theta$  : le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$\theta =$ 

- 1 : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 H.
- 0,90 : Lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H,
- 0,85 : Lorsque cette durée est inférieure à 1H.

**III-1-3-2- Contrainte admissible à l'état limite de service (ELS) :**

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases} \quad (\text{BAEL art A.4.5,2})$$

**III-1-4- Coefficient de poisson « v » :**

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

Avec :

$L, t$  : Longueur et largeur de l'élément considéré

$\Delta l$  : La variation longitudinale de l'élément.

$\Delta t$  : La variation transversale de l'élément

On prend pour les calculs de béton précontraint les valeurs suivantes :

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

**III-1-5- Module de déformation longitudinale du béton :**

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

**III-1-5- 1- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :**

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (\text{BEAL art A.2.1,21})$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 35982 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 32165 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

**III-1-5-2- Module de déformation différée (longue durée) :**

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (Mpa)} \quad \text{(BEAL art A.2.1,21)}$$

$E_{ij} =$ 

12103 MPa
32165 MPa

Pour le béton de la superstructure.

Pour le béton d'appuis et la fondation.

**III-1-6- Module de Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

**E** : Module de Young.

**v** : coefficient de poinçonnement.

**III-2- Les aciers :**

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

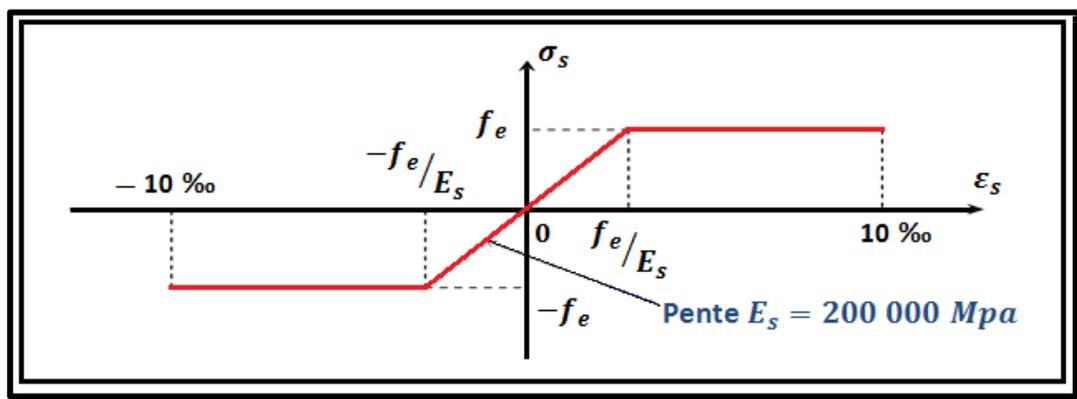
- **Les aciers actifs**, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- **Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étrier précontraints) pour limiter la fissuration.

**III-2-1- Les aciers passifs :**

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (**fascicule N°62 art2.2,5**) :

- De classe **FeE40**.
- De limite élastique est respectivement **400 MPa** et **500 MPa**.
- De module d'élasticité longitudinale: **Es = 200000 Mpa**.



**Figure III-2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).**

**III-2-1-1-La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BEAL art A.4.3, 2}) :$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

**III-2-1-2-La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) :**

La contrainte limite à la traction  $\bar{\sigma}_s$  dépend du type de fissuration :

Dans notre ouvrage la fissuration est considérée comme **préjudiciable** :

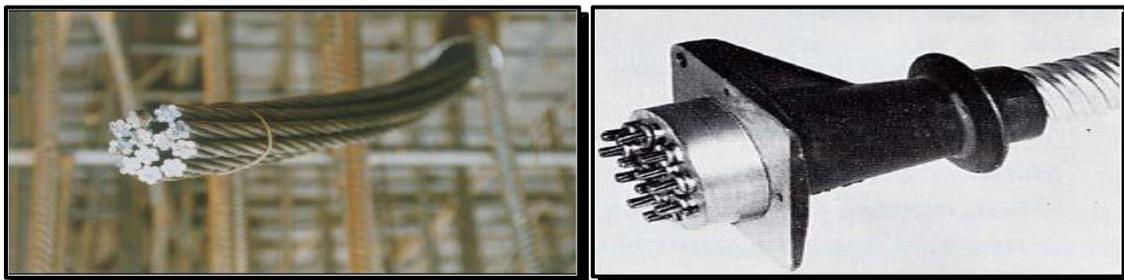
La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad (\text{BEAL art A.4.5, 33})$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérences.} \end{array} \right.$$

**III-2-2-Les aciers actifs :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation. Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15super**.



***Figure III-3 : Photo d'un acier actif.***

**III-2-2-1-Caractéristiques géométriques des câbles :**

Selon **FREYSSINET** les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Section nominale d'un toron : **150 mm<sup>2</sup>**.
- Poids de **1T15s = 1,175 (kg/m)**.
- Section nominale d'un câble à **12 torons, A<sub>p</sub> = 1800 mm<sup>2</sup>**.
- Diamètre extérieur de la gaine : **82 mm**.
- Diamètre intérieur de la gaine : **75 mm**.

**III-2-2-2-Caractéristiques mécaniques :**

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Module d'élasticité de l'acier : **E<sub>p</sub> = 190 000 MPa**.
- Coefficient de frottement de courbure : **f = 0,2 rad<sup>-1</sup>**.
- Coefficient de perte par frottement linière : **φ = 0,003 m<sup>-1</sup>**.
- Relaxation à **1000 heures** ; **ρ<sub>1000</sub> = 2.5%** (acier à très basse relaxation TBR),  
**μ<sub>0</sub> = 0,43%** (TBR).
- Recul d'ancrage : **6 mm**.
- Contrainte de rupture garantie : **f<sub>prg</sub> = 1860 MP**.
- Contrainte limite élastique garantie : **f<sub>peg</sub> = 1660 MPa**.
- **La précontrainte initiale :**

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$$

} (Fascicule N° 62 art 3.2, 2)

# CHAPITRE IV

*Pré-dimensionnement et  
caractéristiques géométriques*

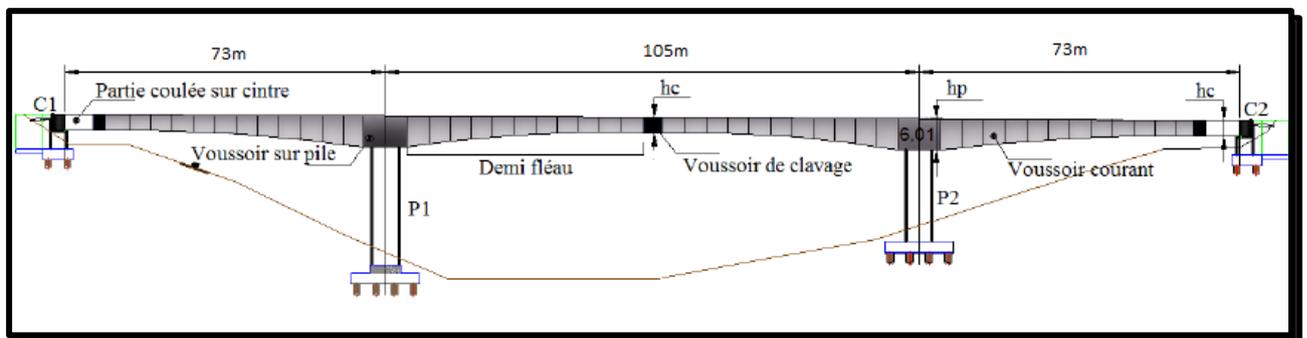
Le pré dimensionnement d'un ouvrage d'art joue un rôle très important de point de vue de son comportement, de son économie et de son aspect esthétique. Il est donc primordial, au stade de la conception du projet de bien réussir le pré dimensionnement.

Dans ce chapitre nous allons traiter les aspects les plus généraux de la conception d'un pont en encorbellement dont :

- La répartition des travées ou (implantation des appuis).
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.
- Les lois de variation de la hauteur du tablier et les différents paramètres géométriques.

### IV-1- Pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

#### IV-1-1- Coupe longitudinale de l'ouvrage :



*Figure IV-1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.*

#### IV-1-2- Distribution des travées :

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Éviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appuis.
  - Éviter l'augmentation du nombre des piles.
  - Choisir des portées économiques.
  - Simplifier le mode de réalisation.
- La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.7L_i \quad (\text{SETRA})$$

Avec :

$L_i$  : longueur de la travée intermédiaire **105m**.

$L_i = 105\text{m}$

$L_r$  : longueur de la travée de rive.

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 L_i = 52,5\text{m} \\ 0.7 L_i = 73,5\text{m} \end{array} \right\}$$

On prend :

$$L_r = 73\text{m}$$

-Notre projet comprend :

- Une seule travée intermédiaire de longueur de **105m**.
- deux travées de rive ont pour chacune une longueur de **73m**.
- ❖ *Les trois travées seront réalisées en encorbellement successif.*

#### IV-1-3- Hauteur des voussoirs:

Les efforts les plus importants agissent sur les piles, notamment dans la phase de construction. Or les efforts décroissent régulièrement à l'extrémité de la console, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

##### IV-1-3-1- Hauteur sur pile « hp » :

La hauteur sur pile (**hp**) est généralement comprise entre :

$$\frac{L}{18} \leq \text{hp} \leq \frac{L}{16}$$

Avec :

**L** : La portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (**105m**).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{105}{18} \leq \text{hp} \leq \frac{105}{16} \\ 5,83\text{m} \leq \text{hp} \leq 6,56\text{m} \end{array} \right\}$$

On prend :

$$\text{hp} = 6\text{m}$$

##### IV-1-3-2- Hauteur à la clé « hc » :

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir. La hauteur minimale est de **2,2m** 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.

La hauteur à la clé (**hc**) est généralement comprise entre :

$$\frac{L}{35} < \text{hc} < \frac{L}{30}$$

Avec :

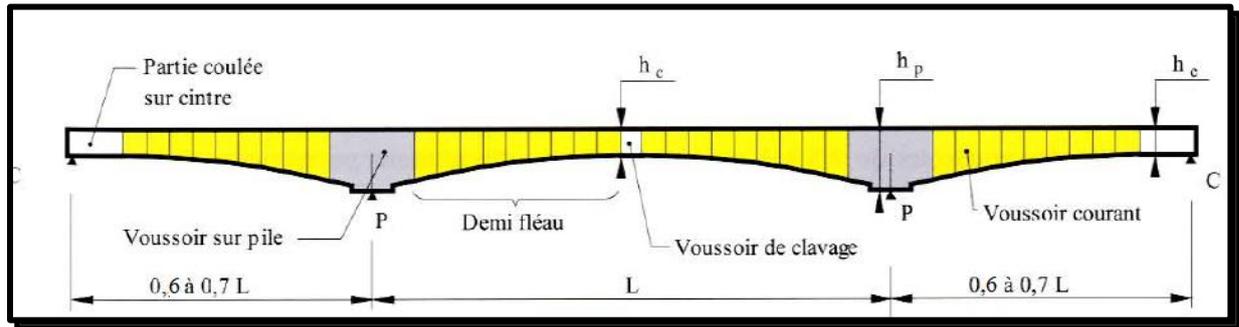
**L** : La portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (**105m**).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{105}{35} \leq \text{hc} \leq \frac{105}{30} \\ 3,00\text{m} \leq \text{hc} \leq 3,50\text{m} \end{array} \right\}$$

On prend :

$$\text{hc} = 3\text{m}.$$

**IV-1-4- Découpage en voussoirs :****Figure IV-2 : Découpage en voussoirs.**➤ **Voussoirs sur pile :**

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins **8 m**, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

➤ **Voussoirs courants :**

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2,50 à 4 m, voire 5 m**, suivant les ouvrages.

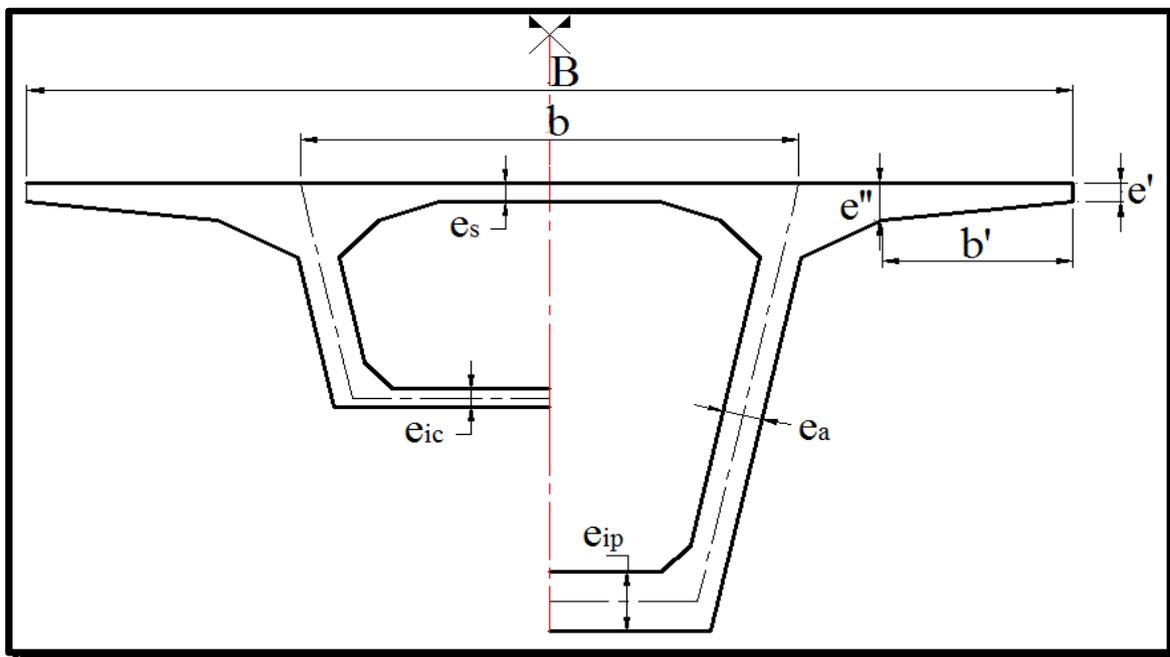
➤ **Voussoirs de clavage :**

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ **2m**.


**Conclusion :**

Pour faciliter la tâche de coffrage et d'exécution des travaux, nous optons pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8m** (2 voussoirs).
- Voussoirs courant : **4,75m** (40 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2 m** (3 voussoir de clavage).
- Voussoir coulée sur cintre : **19,5m** (2 voussoirs).

**IV-2- Pré dimensionnement de la section transversale (voussoir):**

**Figure IV-3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.**

**IV-2-1- Les âmes :****IV-2-1-1- Épaisseur des âmes « e<sub>a</sub> » :**

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par deux paramètres :

- l'ancrage des câbles de précontrainte.
- la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme:

$$e_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 0,47\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend: } \boxed{e_a = 50\text{cm}}$$

Avec :

**L** : la portée principale **105m**.

**IV-2-1-2- L'inclinaison des âmes « a » :**

L'axe des âmes est incliné par rapport à la verticale de :

$$\text{Arc tg } a \leq \frac{1}{4} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc : } \boxed{a = 12,6^\circ}$$

**IV-2-1-3- Entraxe des âmes « b »:**

On adopte généralement une disposition telle que :  $B = 2b$

Avec :

**B** : la largeur total du tablier.

**b**: La distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

Donc : L'écartement entre les deux âmes est  $b = \frac{13}{2} =$

$$b = 6.50m$$

**IV-2-2- L'hourdis :****IV-2-2- 1- Épaisseur du hourdis supérieur « e<sub>s</sub> » :**

L'épaisseur de hourdis supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport:

$$\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30cm$$

Avec :

**b**: étant l'entraxes des âmes.

Donc :

$$e_s = \frac{b}{30} = \frac{6,5}{30} = 0.22 \text{ cm}$$

→ On prend :

$$e_s = 25 \text{ cm}$$

**IV-2-2- 2- Épaisseur de la dalle inférieure :****➤ Épaisseur à la clé « e<sub>ic</sub> »:**

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante:

$$18 \leq e_{ic} \leq 3 \emptyset$$

Avec :

$\emptyset$  : le diamètre de conduits de précontraintes (8,8cm).

D'où :

$$18 \leq e_{ic} \leq 26,4$$

→

On prend :

$$e_{ic} = 25cm$$

**➤ Épaisseur sur pile « e<sub>p</sub> »:**

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 :

$$e_{ip} = 2,5 e_{ic}$$

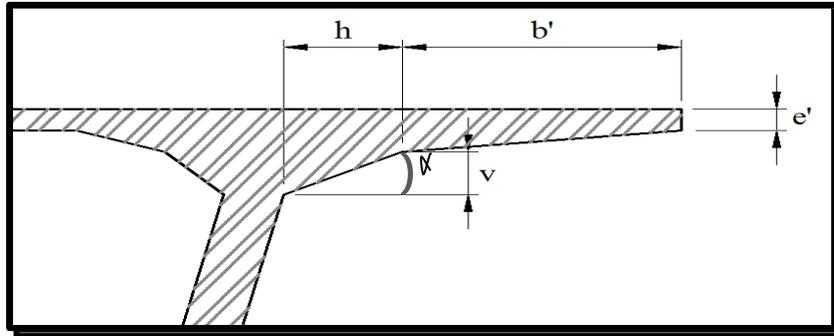
→

On prend :

$$e_{ip} = 80cm$$

**IV-2-3- Les goussets :**

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

**IV-2-3-1- Gousset supérieur :**

***Figure IV-4 : Gousset supérieur.***

L'épaisseur  $e' = 25$  cm.

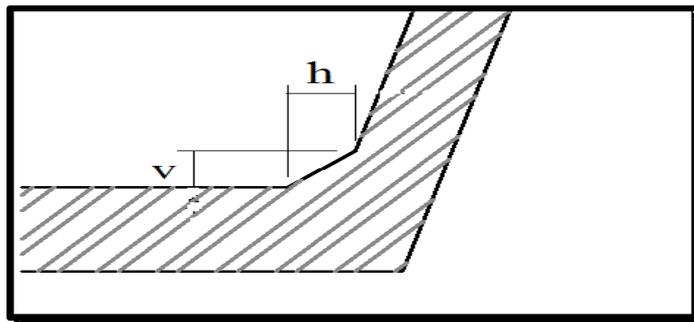
$b' = 2,36$  m.

$h = 1$  m

$v = 0,5$  m

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est  $\alpha$  :

Tel que :  $\text{tg } \alpha = \frac{v}{h} =$   $\alpha = 26,56^\circ$

**IV-2-3-2- Gousset inférieur :**

***Figure IV-5 : Gousset inférieur.***

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre  $40$  et  $45^\circ$  pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

On adopte un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de  $45^\circ$ , On obtient :  $v' = 35$  cm et  $h' = 35$  cm.

**IV-3- Caractéristiques géométriques :**

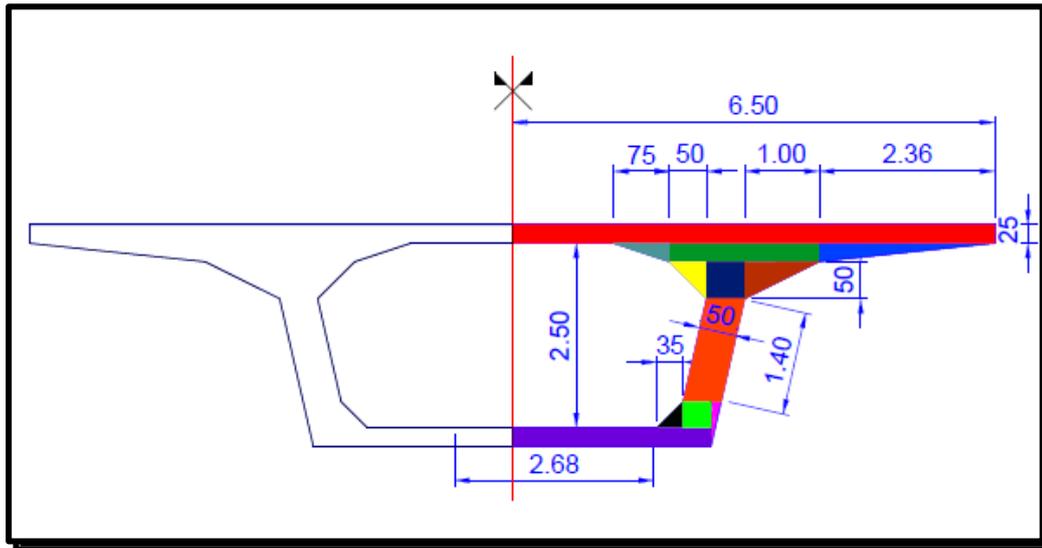
Dans ce chapitre nous allons déterminer les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la culé).

Pour faciliter les calculs nous divisons la surface de ces caissons en parties rectangulaires et triangulaires.

Caractéristique géométrique	Formule
<b>S<sub>i</sub></b> : Aire de la section « i ».	$S_i = h \times b$
<b>Y<sub>Gi</sub></b> : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure	$Y_G = \frac{Y_{Gi} S_i}{S_i}$
<b>d<sub>i</sub></b> : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.	$d_i = Y_G - Y_{Gi}$
<b>I<sub>Gi</sub></b> : Moment d'inertie de la section triangulaire « i », par rapport à son centre de gravité. section rectangulaire	$I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$ $I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$
<b>I<sub>Gx</sub></b> : Moment d'inertie total du voussoir par rapport à son centre de gravité (théorème d'Huygens)	$I_{Gx} = (I_{Gi} + S_i d_i^2)$
<b>V</b> : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure	$V = h - Y_G$
<b>V'</b> : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure	$V' = Y_G$
<b>ρ</b> : Rendement mécanique de la section	$\rho = \frac{I_{Gx}}{S V V'}$
<b>C</b> : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.	$C = \rho V$
<b>C'</b> : L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.	$C' = \rho V'$

**Tableau IV-1 : Tableau représentatif des différentes caractéristiques Géométriques.**

**IV-3-1- Section sur culée (et clé) :**



**Figure IV-6 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé).**

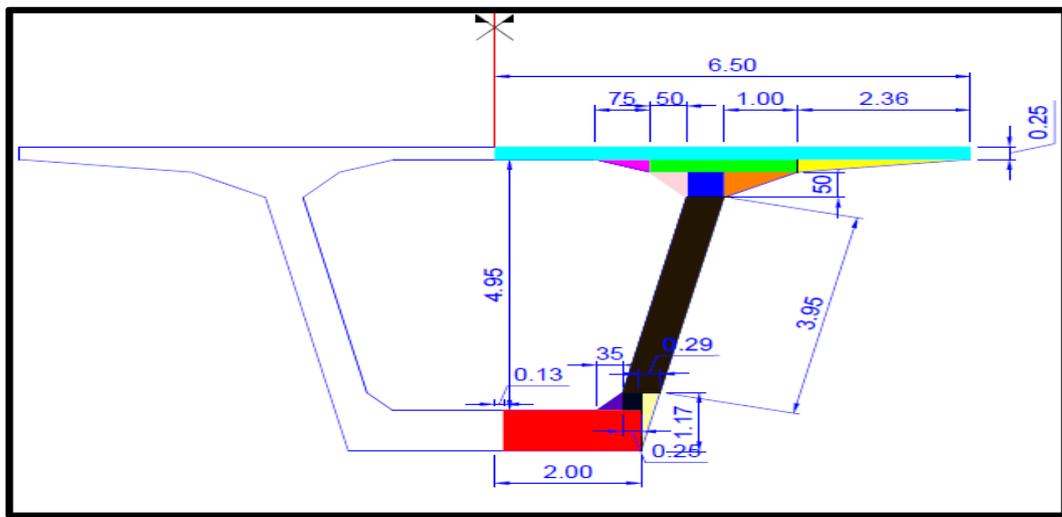
- o Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur culée (et clé) sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C	b(m)	H(m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub>	Si x Y <sub>Gi</sub>	d(m)	di <sup>2</sup> x Si	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1		6,500	0,250	1,625	2,875	4,672	0,945	1,16029	0,0846	1,16875
2		2,360	0,250	0,295	2,583	0,762	0,553	0,09021	0,00102	0,09124
3		2,000	0,250	0,500	2,625	1,313	0,595	0,17701	0,00260	0,17962
4		0,750	0,250	0,094	2,583	0,242	0,553	0,02867	0,00033	0,02900
5		0,500	0,500	0,125	2,333	0,292	0,303	0,01148	0,00174	0,01321
6		0,500	0,500	0,250	2,250	0,563	0,22	0,01210	0,00521	0,01731
7		1,000	0,500	0,250	2,333	0,583	0,303	0,02295	0,00347	0,02642
8		0,500	1,400	0,700	1,575	1,103	0,455	0,14492	0,11433	0,25925
9		0,350	0,350	0,123	0,366	0,045	1,664	0,33919	0,00042	0,33961
10		0,350	0,350	0,123	0,425	0,052	1,605	0,31556	0,00125	0,31681
11		0,120	0,600	0,036	0,400	0,014	1,63	0,09565	0,00072	0,09637
12		2,680	0,250	0,670	0,125	0,084	1,905	2,43145	0,00349	2,43494
ε				<b>4,789</b>		<b>9,723</b>				<b>4,97252</b>

**Tableau IV-2 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.**

**IV-3-2- Section sur pile :**

➤ **Section vide**



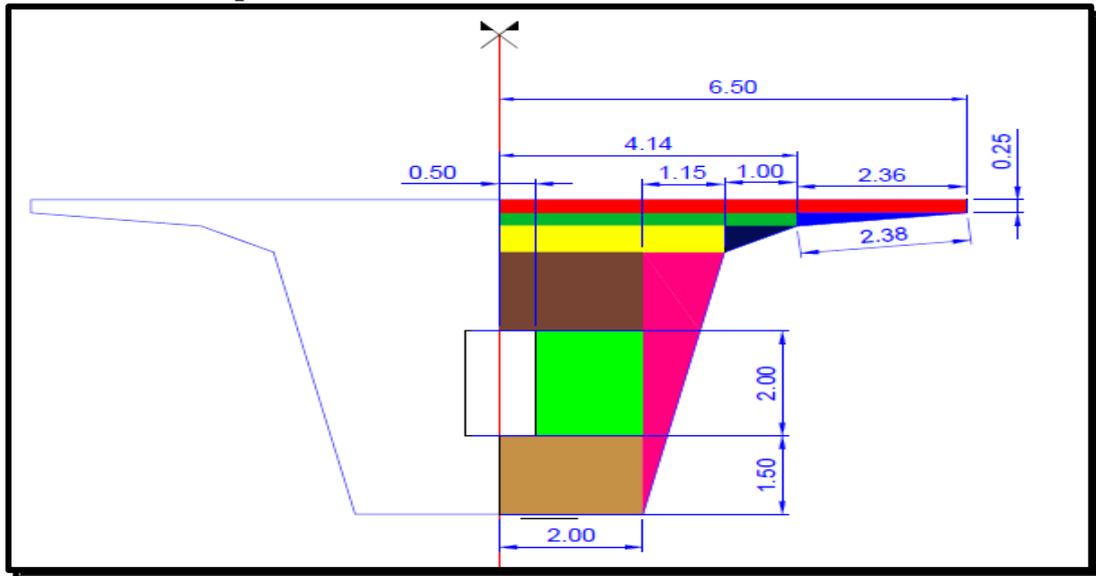
**Figure IV-7: Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile vide.**

- Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile vide sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C	b(m)	H(m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub>	Si x Y <sub>Gi</sub>	d(m)	di <sup>2</sup> xSi	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1		6,500	0,250	1,630	5,880	9,550	2,275	8,410	0,00846	8,418
2		2,36	0,25	0,30	5,67	1,67	2,066	1,259	0,00102	1,26019
3		2,00	0,25	0,50	5,625	2,81	2,025	2,050	0,00260	2,05292
4		0,750	0,250	0,094	5,666	0,531	2,066	0,400	0,00033	0,40048
5		1,000	0,500	0,250	5,416	1,354	1,816	0,824	0,00347	0,82794
6		0,500	0,500	0,250	5,250	1,313	1,650	0,681	0,00521	0,68583
7		0,500	0,500	0,125	5,416	0,677	1,816	0,412	0,00174	0,41397
8		0,500	3,950	1,975	3,275	6,468	0,325	0,209	2,56791	2,77652
9		0,290	1,170	0,170	0,780	0,132	2,820	1,349	0,01290	1,36203
10		0,250	0,350	0,088	0,975	0,085	2,625	0,603	0,00089	0,60382
11		0,350	0,370	0,065	0,916	0,059	2,684	0,466	0,00049	0,46694
12		2,000	0,800	1,600	0,400	0,640	3,200	16,384	0,08533	16,46933
ε				<b>7,036</b>		<b>25,291</b>				<b>35,739</b>

**Tableau IV-3 : les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.**

➤ Section pleine



**Figure IV-8 : Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile plein.**

- Les résultats de Découpage de la Coupe transversale du voussoir sur pile plein sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C	b(m)	H(m)	Si (m <sup>2</sup> )	Y <sub>Gi</sub>	Si x Y <sub>Gi</sub>	d(m)	di <sup>2</sup> x Si	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gx</sub> (m <sup>4</sup> )
1		6,500	0,250	1,625	5,875	9,547	2,350	8,771	0,0084	8,979
2		2,360	0,250	0,295	5,666	1,671	2,141	1,352	0,003	1,355
3		4,140	0,250	1,035	5,625	5,822	2,100	4,564	0,005	4,570
4		3,130	0,500	1,565	5,250	8,216	1,725	4,657	0,033	4,689
5		1,000	0,500	0,250	5,330	1,333	1,805	0,815	0,010	0,825
6		2,000	1,500	3,000	4,250	12,750	0,725	1,577	0,563	2,139
7		1,500	2,000	3,000	2,500	7,500	1,025	3,152	1,000	4,152
8		1,130	5,000	2,825	3,333	9,416	0,192	0,104	3,924	4,028
9		2,000	1,500	3,000	0,750	2,250	2,775	23,102	0,563	23,664
ε				<b>16,595</b>		<b>58,505</b>		<b>48,293</b>		<b>48,293</b>

**Tableau IV-3 : les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plein.**

✚ **Remarque :**

La **Figure IV-5** et les caractéristiques géométriques données par **Tableau IV-3** concernant le voussoir sur pile, ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation.

En réalité le voussoir sur pile est conçu presque plein **Figure IV-6** pour répondre aux efforts tranchants qui sont très importants ; mais on ne laisse qu'un petit vide (**1x2m**), à fin de permettre de circuler pour des raisons de vérification et de manœuvres. L'accès est toujours assuré à l'intérieur du tablier.

✚ **Conclusion :**

La caractéristique géométrique de chaque voussoir :

**Voussoir sur culée (et clé).**

$$\begin{aligned}
 Y_G &= 2,030 \text{ m} \\
 S &= 2 \times 4,789 = 9,578 \text{ m}^2 \\
 V &= 0,970 \text{ m} \\
 V' &= 2,030 \text{ m} \\
 I_{Gx} &= 2 \times 4,97252 = 9,945 \text{ m}^4 \\
 \rho &= 0,527 \\
 C &= 0,511 \text{ m} \\
 C' &= 1,070 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**Voussoir sur pile vide**

$$\begin{aligned}
 Y_G &= 3,594 \text{ m} \\
 S &= 2 \times 7,036 = 14,072 \text{ m}^2 \\
 V &= 2,406 \text{ m} \\
 V' &= 3,594 \text{ m} \\
 I_{Gx} &= 2 \times 35,739 = 71,478 \text{ m}^4 \\
 \rho &= 0,587 \\
 C &= 1,412 \text{ m} \\
 C' &= 2,110 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**Voussoir sur pile plein**

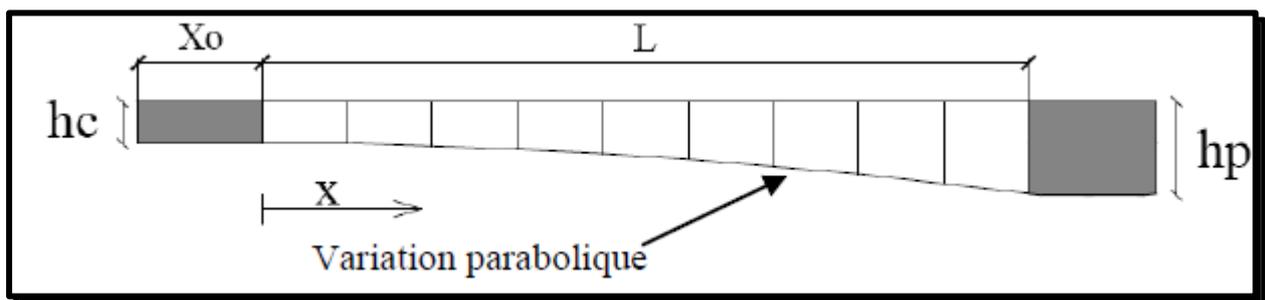
$$\begin{aligned}
 Y_G &= 3,525 \text{ m} \\
 S &= 2 \times 16,595 = 33,190 \text{ m}^2 \\
 V &= 2,475 \text{ m} \\
 V' &= 3,525 \text{ m} \\
 I_{Gx} &= 2 \times 48,293 = 96,586 \text{ m}^4 \\
 \rho &= 0,334 \\
 C &= 3,651 \text{ m} \\
 C' &= 5,199 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**IV-4-Variation des paramètres géométriques :****IV-4-1- Variation des paramètres géométriques à la travée de rive:**➤ **Hauteur de la poutre  $h(x)$  :**

L'extrados a une pente de 1,92 % 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.

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

- L'extrados est rectiligne.
- Sur clé : L'intrados à une hauteur constante égale à  $h_c=3.00$  m puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre  $h_p=6.00$  m au niveau de la pile.



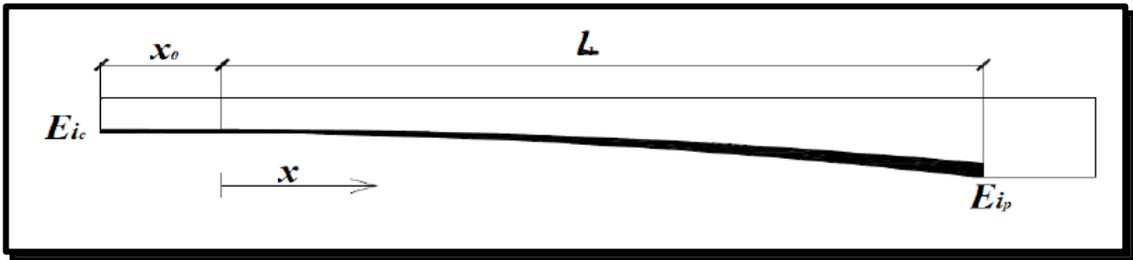
**Figure IV-9: Variation de la hauteur de la poutre pour la travée de rive.**

- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \text{ avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h(X) = h_c = 3,000\text{m} \\ h(X) = h_c + \frac{h_p - h_c}{L^2} X^2 \end{array}$$

➤ l'épaisseur du hourdis inférieur  $e_{(x)}$  :



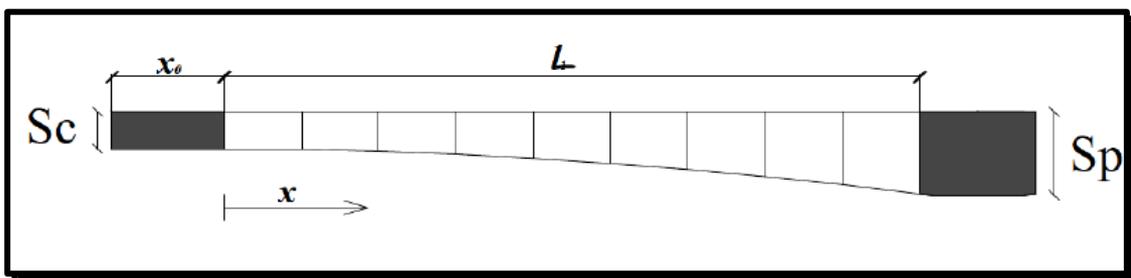
*Figure IV-10 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.*

- Épaisseur à la clé  $e_{ic}=0,250\text{m}$
- Épaisseur sur pile  $e_{ip}=0,800\text{m}$
- Longueur à partir de la pile  $L=47,5\text{m}$
- La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} e(X) = e_{ic} = 0,250\text{m} \\ e(X) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{L^2} x^2 \end{array}$$

➤ La section  $S_{(x)}$  :



*Figure IV-11 : Variation de la section de la travée de rive.*

- Section sur clé  $S_{ci} = 9,578\text{m}^2$
- Section sur pile  $S_{pi} = 14,072\text{m}^2$
- Longueur à partir de la pile  $L=47,5\text{m}$
- La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c$$

avec  $b=0$ 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} S(X) = S_{ci} = 9,578 \text{ m} \\ S(X) = S_c + \frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 \end{array}$$

➤ **Centre de gravité:**

- Centre de gravité sur clé  $Y_{Gc} = 2,030$
- Centre de gravité sur pile  $Y_{Gp} = 3,594$
- Longueur à partir de la pile  $L = 47,5 \text{ m}$
- La variation du centre de gravité est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c$$

avec  $b=0$ 

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} Y_G(X) = Y_{Gc} = 2,030 \\ Y_G(X) = Y_{Gc} + \frac{Y_{Gp} - Y_{Gc}}{L^2} X^2 \end{array}$$

➤ **L'inertie I(x):**

Pour la détermination de la variation d'inertie dans une section variable, on fait appel à l'hypothèse des **tables de Guldin** :

- Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme  $(kh)^{\frac{5}{2}}$ ,  $h$  étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite  $Kh^2$  et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire  $I = Kh^3$ .
- L'expérience montre qu'une loi de la forme  $I = (kh)^{\frac{5}{2}}$ , conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson. Donc la fonction est

$$I(x) = I_c \left[ 1 + k \left( 1 - \frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{Avec } K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1$$

- L'inertie sur clé  $I_c = 9,945 \text{ m}^4$
- L'inertie sur pile  $I_p = 71,478 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} I(X) = I_p = 9,945 \text{ m}^4 \\ I(X) = I_c \left[ 1 + k \left( 1 - \frac{X}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{Avec} \quad K = 1,201 \end{array}$$

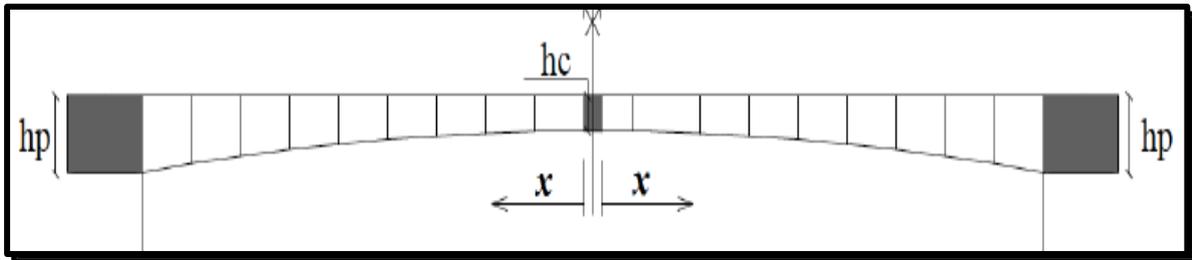
✚ **La variation des différents paramètres de la travée de rive :**

x(m)	h (x) (m)	e <sub>i</sub> (x) (m)	S (x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I (x) (m <sup>4</sup> )	V (x) (m <sup>2</sup> )	V'(x) (m <sup>2</sup> )	ρ	C (x)	C'(x)
-21,5	3,000	0,250	9,578	2,030	9,945	0,970	2,030	0,527	0,511	1,070
-2	3,000	0,250	9,578	2,030	9,945	0,970	2,030	0,527	0,511	1,070
0	3,000	0,250	9,578	2,030	9,945	0,970	2,030	0,527	0,511	1,070
4,75	3,030	0,256	9,623	2,046	10,246	0,984	2,016	0,529	0,521	1,082
9,5	3,120	0,272	9,758	2,093	11,183	1,027	2,093	0,533	0,548	1,115
14,25	3,270	0,300	9,982	2,171	12,854	1,099	2,171	0,540	0,593	1,171
19	3,480	0,338	10,297	2,280	15,433	1,200	2,280	0,548	0,657	1,249
23,75	3,750	0,388	10,702	2,421	19,172	1,329	2,421	0,557	0,740	1,348
28,5	4,080	0,448	11,196	2,593	24,419	1,487	2,593	0,566	0,841	1,467
33,25	4,470	0,520	11,780	2,796	31,628	1,674	2,796	0,574	0,960	1,604
38	4,920	0,602	12,454	3,031	41,372	1,889	3,031	0,580	1,096	1,759
42,75	5,430	0,696	13,218	3,297	54,365	2,133	3,297	0,585	1,248	1,928
47,5	6,000	0,800	14,072	3,594	71,475	2,406	3,594	0,587	1,413	2,111

**Tableau IV-4: La variation des différents paramètres de la travée de rive.**

IV-4-2- Variation des paramètres géométriques à Demi-travée centrale :➤ Hauteur de la poutre  $h(x)$  :

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :  
Comme la travée est symétrique, donc on peut s'intéresser uniquement à sa moitié (demi-fléau).

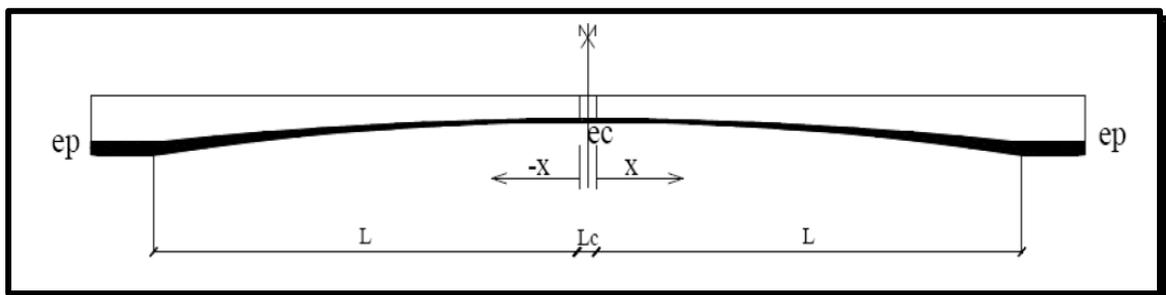


*Figure IV-12: Variation de la hauteur de la travée intermédiaire*

- L'extrados est rectiligne.
- Sur clé : 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.
- Longueur  $L=47,5$ m
- La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \text{ avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h(X) = h_c = 3,000\text{m} \\ h(X) = h_c + \frac{hp - hc}{L^2} X^2 \end{array}$$

➤ L'épaisseur du hourdis inférieur  $e(x)$  :

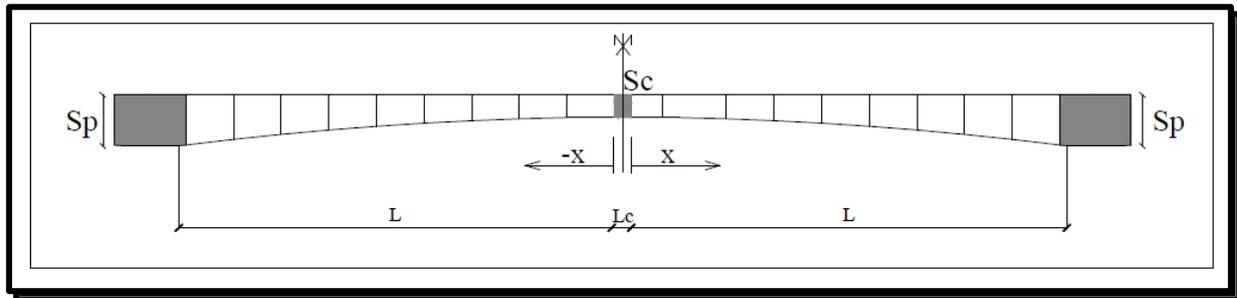
*Figure IV-13: Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée centrale.*

- Épaisseurs à la clé  $e_{ic}=0,250$ m
- Épaisseurs sur pile  $e_{ip}=0,800$ m
- Longueur  $L=47,5$ m
- La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad e(X) = e_{ic} = 0,250\text{m} \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad e(X) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{L^2} X^2 \end{array} \right.$$

➤ La section S(x) :



*Figure IV-14 : Variation de la section de la travée centrale.*

- Section sur clé  $S_{ci} = 9,578 \text{ m}^2$
- Section sur pile  $S_{pi} = 14,072 \text{ m}^2$
- Longueur  $L = 47,5 \text{ m}$
- La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad S(X) = S_{ci} = 9,578 \text{ m}^2 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad S(X) = S_{ci} + \frac{S_{pi} - S_{ci}}{L^2} X^2 \end{array} \right.$$

➤ Centre de gravité:

- Centre de gravité sur clé  $Y_{Gc} = 2,030$
- Centre de gravité sur pile  $Y_{Gp} = 3,594$
- Longueur  $L = 47,5 \text{ m}$
- La variation du centre de gravité est parabolique, sa fonction est donnée par :

$$h(x) = ax^2 + bx + c \quad \text{avec } b=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x \leq 0 : \quad Y_G(X) = Y_{Gc} = 2,030 \\ \text{Pour } 0 < X \leq L : \quad Y_G(X) = Y_{Gc} + \frac{Y_{Gp} - Y_{Gc}}{L^2} X^2 \end{array} \right.$$

✚ **La variation des différents paramètres de la travée centrale :**

x(m)	h(x) (m)	e <sub>i</sub> (x) (m)	S (x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I (x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m <sup>2</sup> )	V'(x) (m <sup>2</sup> )	ρ	C (x)	C'(x)
-2	3,000	0,250	9,578	2,030	9,945	0,970	2,030	0,527	0,511	1,070
0	3,000	0,250	9,578	2,030	9,945	0,970	2,030	0,527	0,511	1,070
4,75	3,030	0,256	9,623	2,046	10,246	0,984	2,046	0,529	0,521	1,082
9,5	3,120	0,272	9,758	2,093	11,183	1,027	2,093	0,533	0,548	1,115
14,25	3,270	0,300	9,982	2,171	12,854	1,099	2,171	0,540	0,593	1,171
19	3,480	0,338	10,297	2,280	15,433	1,200	2,280	0,548	0,657	1,249
23,75	3,750	0,388	10,702	2,421	19,172	1,329	2,421	0,557	0,740	1,348
28,5	4,080	0,448	11,196	2,593	24,419	1,487	2,593	0,566	0,841	1,467
33,25	4,470	0,520	11,780	2,796	31,628	1,674	2,796	0,574	0,960	1,604
38	4,920	0,602	12,454	3,031	41,372	1,889	3,031	0,580	1,096	1,759
42,75	5,430	0,696	13,218	3,297	54,365	2,133	3,297	0,585	1,248	1,928
47,5	6,000	0,800	14,072	3,594	71,475	2,406	3,594	0,587	1,413	2,111

***Tableau IV-5: La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.***

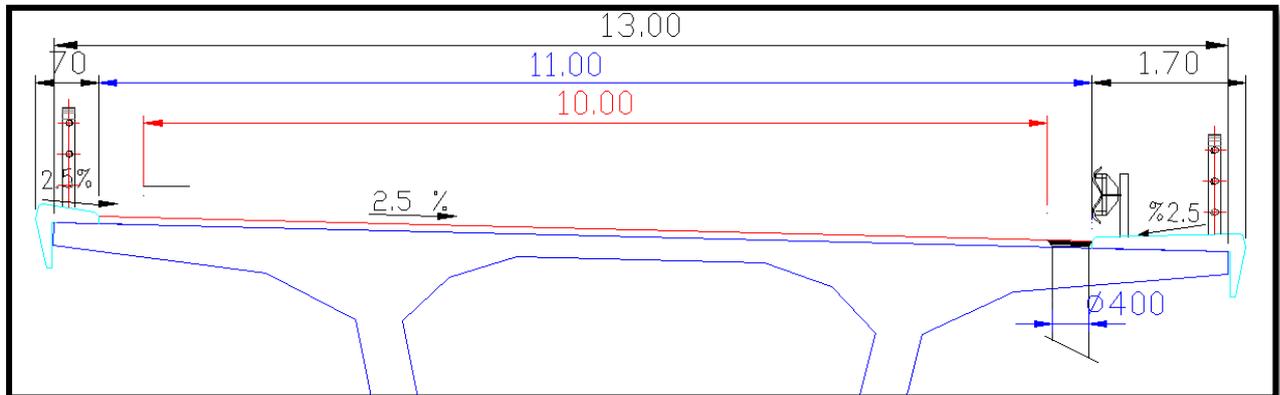
# CHAPITRE V



*Charges et surcharges*

La définition des différentes sollicitations qui agissent sur notre ouvrage que ça soit en phase de construction ou en phase de service, nous permet de définir les aléas à laquelle notre étude va faire face pour que l'ouvrage garde ces fonctions.

### **V-1- Caractéristiques du pont :**



***Figure V-1 : Schéma explicatif des différentes largeurs de pont.***

#### **V-1-1- Largeur totale « $L_T$ » :**

C'est la largeur totale du voussoir

$$L_T = 13\text{m}$$

#### **V-1-2- La largeur rouable « $L_r$ » :**

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure, elle comprend également des bandes dérasées et bandes d'arrêt d'urgence (BAU).

$$L_r = 11\text{m}$$

#### **V-1-3- La largeur chargeable « $L_c$ » :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable en enlevant une bande de 0,5 m de deux cotés.

$$L_c = L_r - 2 \times 0,5$$

$$L_c = 10\text{m}$$

#### **V-1-4- Nombre de voies de circulation « $N_v$ » :**

C'est le rapport de la largeur chargeable sur 3, exception faite pour les chaussées où la largeur est comprise entre 5 et 6 m dont il faut prendre 2 voies.

$$N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{10}{3} = 3,33$$

$$N_v = 3\text{voies}$$

**V-1-5- La largeur réelle de la voie «  $L_v$  » :**

C'est le rapport de la largeur chargeable sur nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{10}{3} = 3,33$$

Donc on prend :

- Deux voies de circulation de **3,5 m**.
- Une voie d'arrêt d'urgence de **3 m**.

**V-1-6- Classe de pont :**

La classe de pont est déterminée par rapport à la largeur de roulement «  $L_r$  » de ce dernier.  
(Fascicule 61 titre II)

La classe de pont	La largeur roulable
1 <sup>ère</sup> classe	$L_r \geq 7$ m
2 <sup>ème</sup> classe	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3 <sup>ème</sup> classe	$L_r \leq 5,5\text{m}$

**Tableau V-1 : Classe de pont.**

On a  $L_r = 11\text{m} \geq 7$  m

**Pont de 1<sup>ère</sup> classe**

**V-2- Calcul des charges permanentes :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

**V-2-1- Les éléments porteurs « CP » :**

C'est le poids propre des éléments porteurs, pour notre pont nous allons définir le poids propre des voussoirs.

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :  $G = (G_1 + 2 \times G_2)$ .

Avec :

$$\begin{cases} G_1 : \text{Poids propre du voussoir pour la travée centrale.} \\ G_2 : \text{Poids propre du voussoir pour la travée de rive.} \end{cases}$$

$$G_1 = \gamma_b \times [(S_c \times 2) + (S_p \times 8) + 2 \times \int_0^{47,5} \frac{S_p - S_c}{(L)^2} x^2 + S_c dx$$

$$G_1 = 2,5 \times [(9,578 \times 2) + (8 \times 33,190) + 2 \times 526,11] =$$

$$G_1 = 3342,240 \text{ t}$$

$$G_2 = \gamma_b \times [(S_c \times 21,5) + (S_p \times 4) + \int_0^{47,5} \frac{S_p - S_c}{(L)^2} x^2 + S_c dx$$

$$G_2 = 2.5 \times [(9.578 \times 21,5 + 4 \times 33,190 + 526,11)] = 2161,993 \text{ t}$$

$$G_2 = 2161,993$$

$$G_T = (G_1 + 2 \times G_2) =$$

$$G_T = 7666,24 \text{ t}$$

**V-2-2- Les éléments non porteurs** (compléments des Charges permanentes)

Ces charges sont appelées **CCP**, et concernent :

- ✓ Le revêtement.
- ✓ Les trottoirs et corniches.
- ✓ Les dispositifs de sécurité (barrière + garde-corps).

• **Revêtement « P<sub>rev</sub> » :**

La chaussée du pont est composée d'une couche de roulement en béton bitumineux de **8 cm** d'épaisseur « e<sub>BB</sub> ».

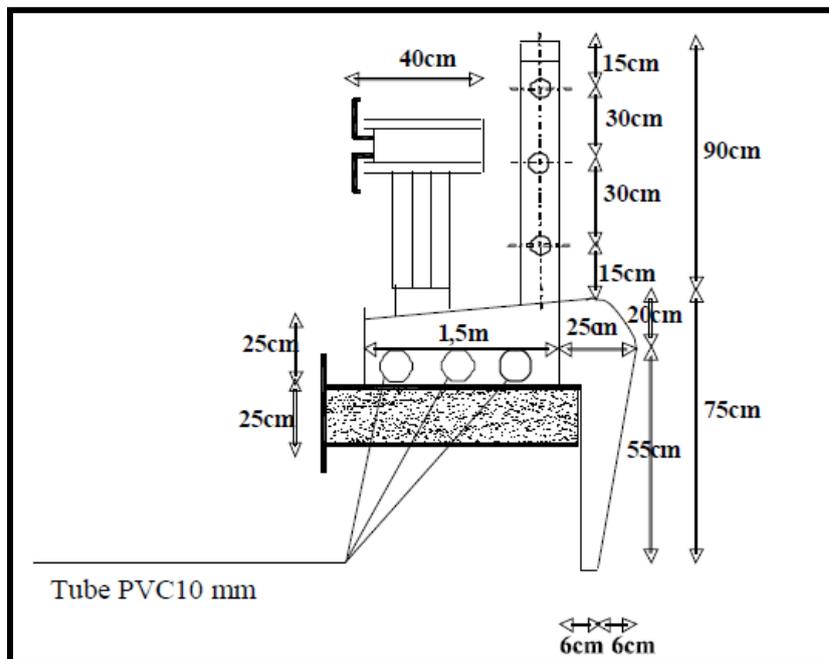
$$P_{rev} = e_{BB} \times L_r \times \gamma_{BB} = 0,08 \times 11 \times 2,4 = 2,112 \text{ t/m}$$

$$P_{rev} = 2,112 \text{ t/ml}$$

Avec

- e<sub>BB</sub> : Epaisseur du revêtement de 8cm.
- L<sub>r</sub> : Largeur roulable qui est égale à 11m.
- γ<sub>BB</sub> : Poids volumique du béton bitumineux qui est égale à 2,4t/m<sup>3</sup>.

• **Poids de la corniche et trottoirs « P<sub>T</sub>(tr+corniche) » :**



*Figure V-2 : Coupe transversale d'un trottoir (avec éléments non porteurs).*

- ✚ Pour le trottoir à droite  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,3362 = \mathbf{0,840 \text{ t/ml}}$
- ✚ Pour le trottoir à gauche  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,1684 = \mathbf{0,421 \text{ t/ml}}$

D'où le poids de trottoirs +corniche

$$P_T(\text{tr}+\text{corniche}) = \mathbf{1,261}$$

➤ **Poids du dispositif de sécurité « P<sub>ds</sub> »:**

C'est le poids des garde-corps plus les glissières de sécurité.

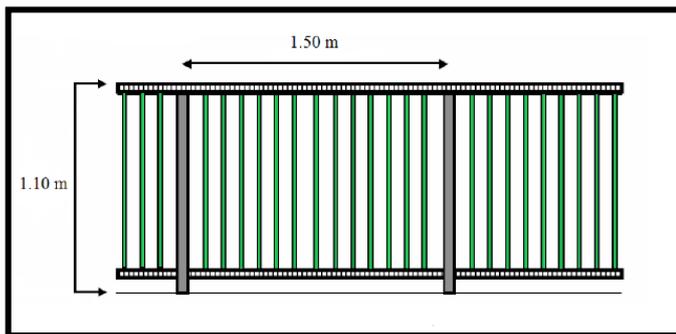


Figure V-3 : Garde-corps.

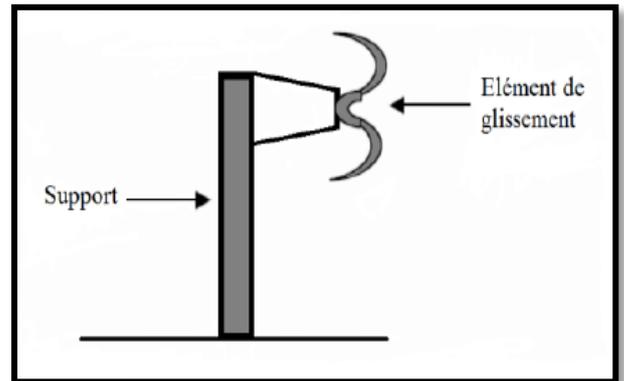


Figure V-4 : Glissière de sécurité.

➤ **Poids de garde-corps « P<sub>gc</sub> »:**

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à **0,1 t/ml**.

Donc : **P<sub>gc</sub> = 0.1 t/m** (car le trottoir à gauche ne contient pas de garde-corps).

➤ **Poids de glissières de sécurité « P<sub>gs</sub> »:**

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : **0,06 t/ml**.

Donc : **P<sub>gs</sub> = 0.12 t/ml** (deux glissière).

Au final on aura le poids total de dispositif de sécurité :

$$P_{ds} = \mathbf{0.22t/m.}$$

✚ **Récapitulatif :**

$$CCP = P_{rev} + P_T(\text{tr}+\text{corniche}) + P_{ds}$$

$$CCP = 2,112 + 1,261 + 0,22 = \mathbf{3,593t /ml.}$$

$$CCP = \mathbf{3,593t /ml}$$

La charge permanente totale « G<sub>Totale</sub> » :

$$G_{Totale} = G + CCP$$

$$G_{Totale} = 7666,24 + 3,593 \times 251 = \mathbf{8568,083t}$$

$$G_{Totale} = \mathbf{8568,083t}$$

**V-3- Surcharge routière :**

Les surcharge pour le dimensionnement de pont sont données par le **fascicule 61 titre II** comme suite :

- ✓ Surcharges **A(L)**
- ✓ Système de charge « **B** » (Bc,Bt,Br)
- ✓ Système de charge militaire « **M<sub>C</sub> 120** »
- ✓ Système de charge Convoi exceptionnel **D240**

**V-3-1- Surcharges A (L) :**

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.

D'après le fascicule 61 titre II, **A (L)**: Est une masse donnée en fonction de la longueur chargée (L). Elle est donnée par la formule suivante:

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

Cette valeur de A(L) est à multipliée par des coefficients de corrections **a<sub>1</sub>** et **a<sub>2</sub>** pour obtenir une nouvelle valeur A(L)<sub>c</sub> dite Surcharge A(L) corrigée.

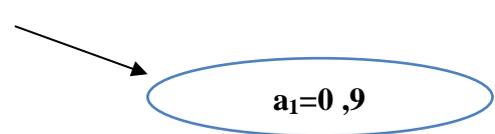
$$A(L)_c = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

- **a<sub>1</sub>**: Il est défini en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

Nombre voies chargé		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70
	2 <sup>ème</sup> classe	1.00	0.90	-	-	-
	3 <sup>ème</sup> classe	0.90	0.80	-	-	-

**Tableau V-2 : Les valeurs de coefficient a<sub>1</sub>.**

On a un pont de 1<sup>ère</sup> classe avec 3voies chargeable donc :



$$a_1 = 0,9$$

- **a<sub>2</sub>** : Elle est donnée par la formule suivante :  $a_2 = \frac{v}{v_0}$

Avec :

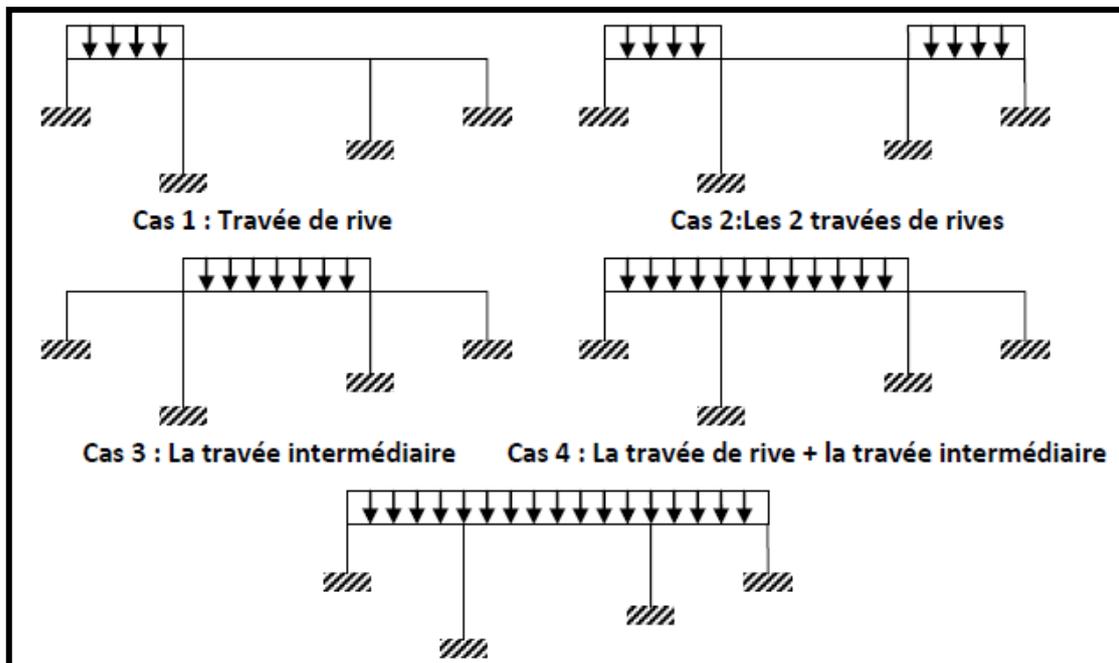
$V$  : La largeur d'une voie = **3,667m**.

$V_0$  : dépend de la classe pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe  $V_0=3,5m$

Donc :  $a_2 = \frac{3,5}{3,667} = 0,955$

$A_2=0,955$

On nous pouvons déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 5 cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :



*Figure V-5 : les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.*

✚ Les différentes valeurs de **A (I)** sont données par le tableau suivant :

Cas de charge	L(m)	A(L) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>c</sub> (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> pour 1 voie(3,5m)	A <sub>c</sub> pour 2 voies(7m)	A <sub>c</sub> pour 3 voies(10m)
1	73	0,653	1	0,955	0,623	2,180	4,360	-
			0,9		0,561	-	-	5,61
2	146	0,457	1	0,955	0,436	1,526	3,052	-
			0,9		0,392	-	-	3,920
3	105	0,537	1	0,955	0,483	1,690	3,380	-
			0,9		0,461			4,61
4	178	0,419	1	0,955	0,400	1,400	2,800	-
			0,9		0,360			3,9
5	251	0,366	1	0,955	0,349	1,221	2,443	-
			0,9		0,3140	-	-	3,140

**Tableau V-3 : les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.**

$$a_1 = \begin{cases} \text{Pour 1 et 2 voies}=1 \\ \text{Pour 3 voies}= 0,9 \end{cases}$$

✚ Après le calcul on déduit que Le cas le plus défavorable vaut : **5,61 t/ml**, sur la travée de rive de **73m**.

### **V-3-2- Système de charge « B »:**

Il existe trois types de surcharges « B » (**Bc,Bt,Br**), on étudie chacun indépendamment.

- ✓ **Le système Bc** se compose de 3 essieux de camions types.
- ✓ **Le système Bt** se compose de groupes de 2 essieux appelés essieux-tandems.
- ✓ **Le système Br** se compose d'une roue isolé.

#### **V-3-2-1- Système de charge B<sub>C</sub> :**

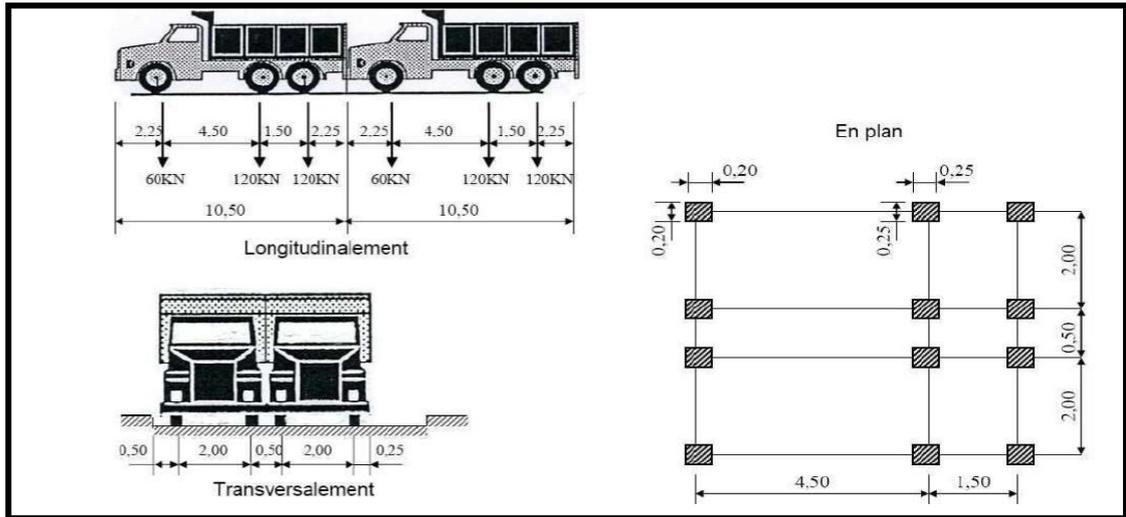
Un chemin type de système B<sub>C</sub> comporte trois essieux, Ces caractéristiques sont les suivantes :

- masse totale **30 t**
- Masse portée par chacun des essieux arrière **12 t**
- Masse portée par l'essieu avant **06 t**
- Distance des essieux arrière **1,5 m**
- Distance des essieux avant au premier essieu arrière **4,5 m**
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu **2 m**

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

**Dans le sens longitudinal**, le nombre de camion par files est limité à deux, La distance de deux camions d'une même file est déterminer pour produire l'effet le plus défavorable.

**Dans le sens transversal**, le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.



**Figure V-6 : Les dimensions du système Bc.**

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

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

$\delta$  est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- L** : portée de la travée considérée.
- G** : charge permanente.
- S** : surcharges b maximale.

**S = n × 30 × b<sub>c</sub>**    avec :  $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de camion} \\ b_c : \text{coef qui dépend de la classe de pont et nombre de vois} \\ 30t : \text{poids d'un camion} \end{array} \right.$

Nombre voies chargé		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 <sup>ème</sup> classe	1.00	1.00	-	-	-
	3 <sup>ème</sup> classe	1.00	0.80	-	-	-

**Tableau V-4: Valeurs de coefficient b<sub>c</sub>.**

Donc :  $b_c = \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 voies} = 1,2 \\ \text{Pour 3 voies} = 1,1 \\ \text{Pour 3 voies} = 0,95 \end{array} \right.$

➤ Calcul des valeurs de  $S$ ,  $\delta$  et  $B_c$  pour les différents cas de charge  $B_c$  :

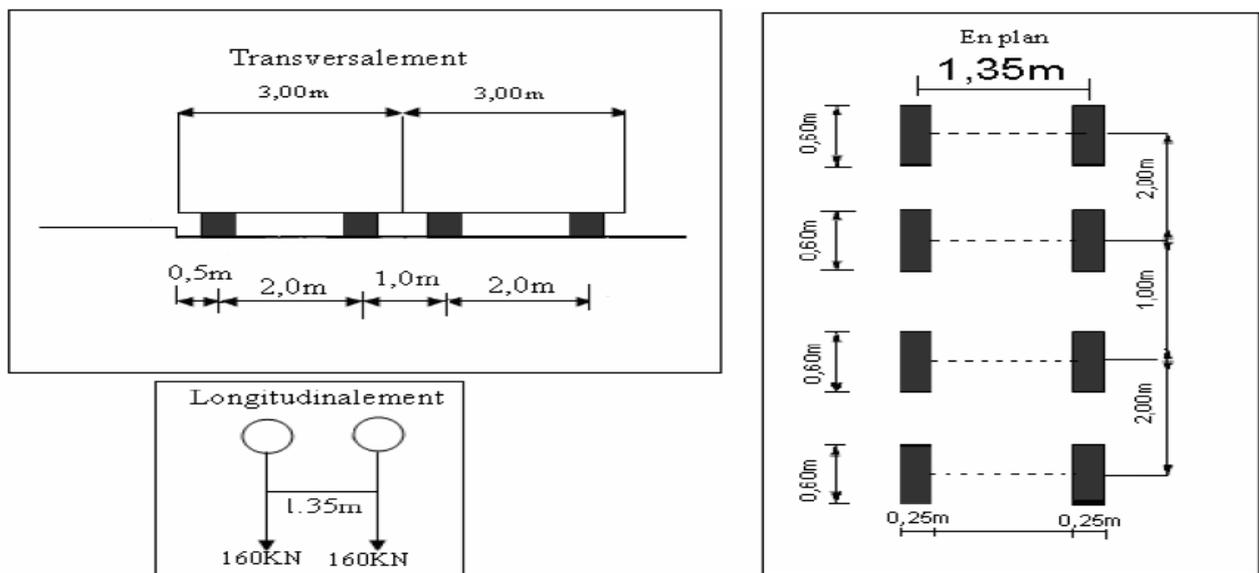
Cas de charge N°	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	B <sub>c1</sub> (t)	B <sub>c2</sub> (t)	B <sub>c3</sub> (t)
			1 file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files
1	73	2411,441	72	132	171	1,03	1,048	1,059	74,16	138,33	181,09
2	146	4822,882	72	132	171	1,017	1,019	1,024	73,224	134,508	175,104
3	105	3701,025	72	132	171	1,021	1,023	1,025	73,51	135,36	174,59
4	178	6112,466	72	132	171	1,012	1,014	1,015	72,864	133,848	173,56
5	251	8523,847	72	132	171	1,009	1,011	1,014	72,648	133,452	173,394

**Tableau V-5: Les valeurs B<sub>c</sub> pour chaque cas de charge.**

**V-3-2-2- Système de charge B<sub>t</sub>:**

Le système **B<sub>t</sub>** se compose de deux essieux, appelés essieux tandems, ils 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**. Ces caractéristiques sont les suivantes :

- 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.**



**Figure V-7 : Les dimensions du système B<sub>t</sub>.**

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

### Coefficient de majoration dynamique $\delta$ :

$\delta$  est donnée par la formule suivante

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

Avec :

**L** : portée de la travée considérée.

**G** : charge permanente.

**S** : surcharges b maximale.

$$S = n \times 32 \times b_t \quad \text{avec : } \begin{cases} n : \text{nombre de camion.} \\ bc : \text{coef qui dépend de la classe de pont.} \\ 32t : \text{poids d'un camion.} \end{cases}$$

Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe	2 <sup>ème</sup> classe
$b_t$	1	0,9

*Tableau V-6: Valeurs de coefficient  $b_t$ .*

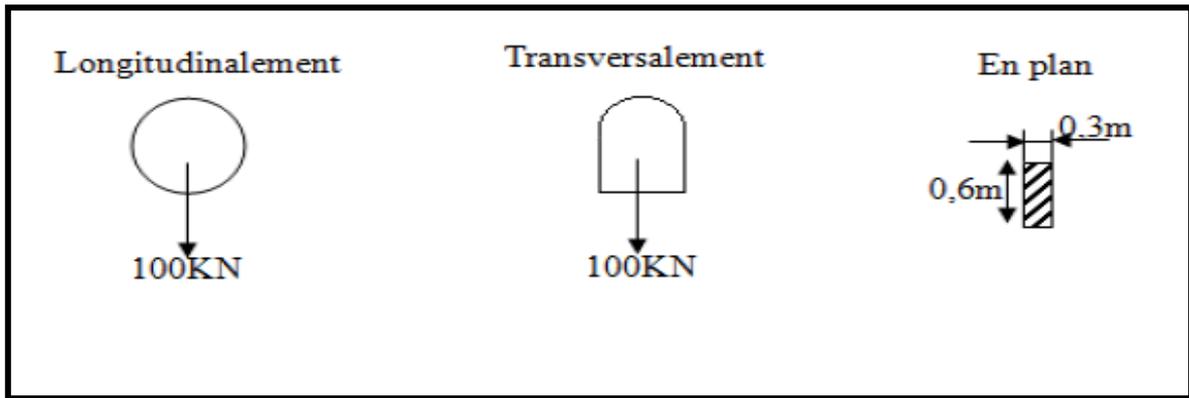
➤ Calcul des valeurs de S,  $\delta$  et Bt pour les différents cas de charge Bt :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t) 1 file	S <sub>2</sub> (t) 2 files	$\delta_1$ 1 file	$\delta_2$ 2 files	Bt <sub>1</sub> (t)	Bt <sub>2</sub> (t)
1	73	2411,441	32	64	1,027	1,0315	32,864	66,021
2	146	4822,882	32	64	1,014	1,015	32,448	64,96
3	105	3701,025	32	64	1,020	1,020	32,64	65,28
4	178	6112,466	32	64	1,011	1,013	32,352	64,832
5	251	8523,847	32	64	1,008	1,009	32,256	64,576

*Tableau VI-7: Les valeurs Bt pour chaque cas de charge.*

### V-3-2-3- Système de charge Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de **10t** à travers une surface d'impact rectangulaire uniformément chargé de **0,6x0,30m**, qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.



*Les Figure V-8 : Les dimensions du système Br.*

Comme toutes les charge de type b, la valeur de charges du système Br prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

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

Avec :

**L** : portée de la travée considérée.

**G** : La charge permanente de la travée considérée.

**S** : La charge  $b_r=10t$ .

➤ Calcul des valeurs de S,  $\delta$  et Br pour les différents cas de charge Br :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S(t)	$\delta$	Br (t)
1	73	2411,441	10	1,026	10,26
2	146	4822,882	10	1,013	10,13
3	105	3701,025	10	1,018	10,18
4	178	6112,466	10	1,011	10,11
5	251	8523,847	10	1,008	10,08

*Tableau V-8: Les valeurs Br pour chaque cas de charge.*

### V-3-3- Système de charge militaire « M<sub>C</sub> 120 » :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges **A** et **B**. Ces derniers peuvent circuler en convois ;

**Dans le sens transversal** : un seul convoi.

**Dans le sens longitudinal** : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois est environ de **30,5m**

Ces caractéristiques sont les suivantes :

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

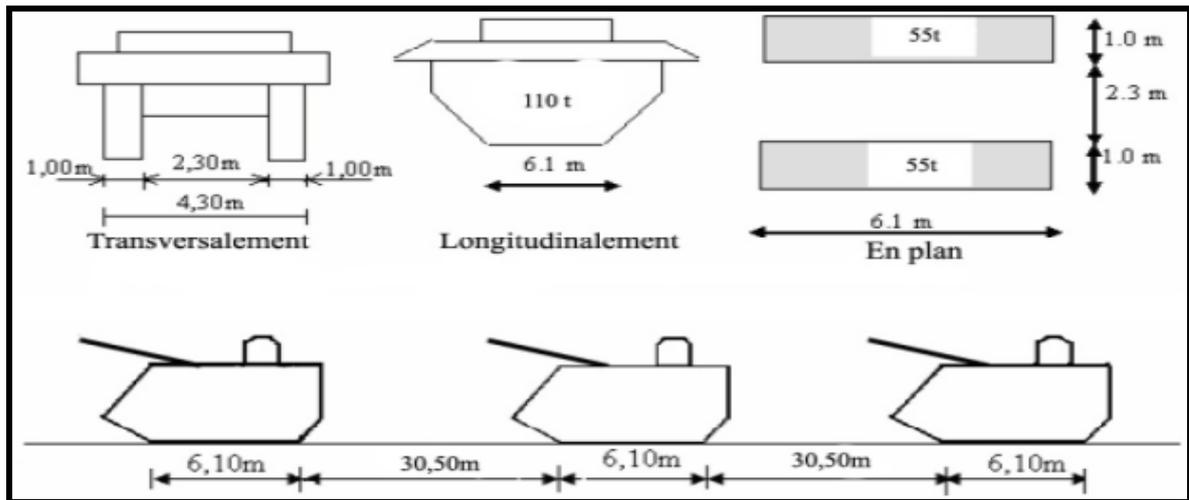


Figure V-9 : Les dimensions du système Mc120.

La valeur de charges du système militaire **Mc120** prise en compte est multipliée par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$ .

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

Avec :

**L** : portée de la travée considérée.

**G** : La charge permanente de la travée considérée.

**S** : surcharge **Mc120** maximale.

$$S = n \times 110t$$

**n** : nombres de véhicules

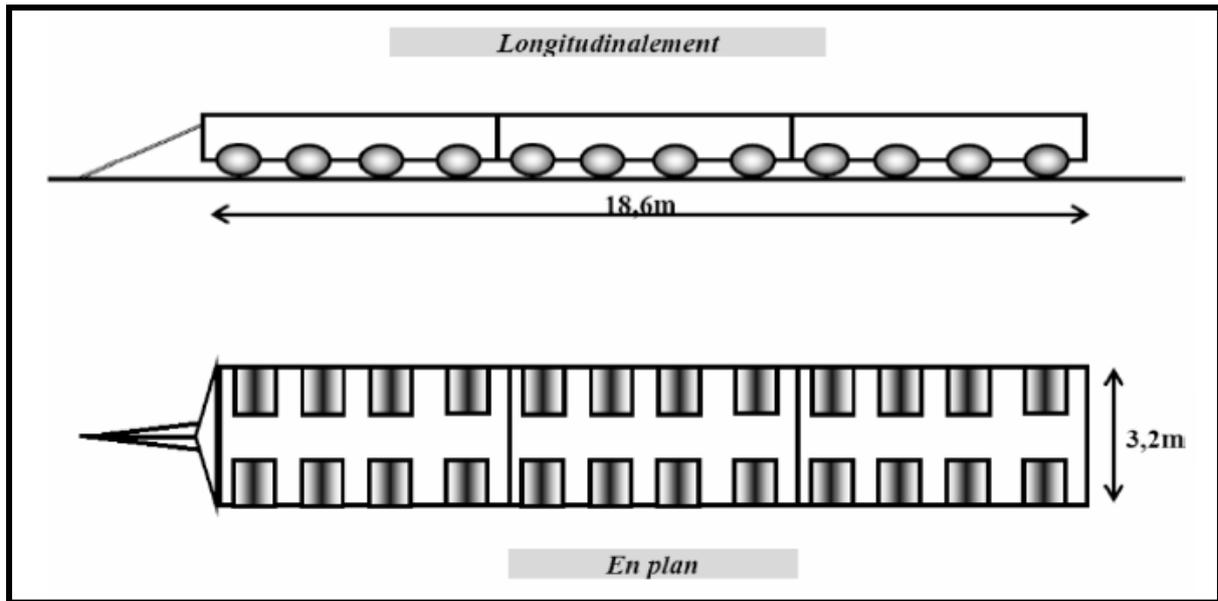
- **Calcul des valeurs de S,  $\delta$  et Mc120 pour les différents cas de charge du système Mc120 :**

Cas de charge	L(m)	G(t)	n	S (t)	$\delta$	Mc120 (t)
1	73	2411,441	2	220	1,039	228,58
2	146	4822,882	4	440	1,026	451,44
3	105	3701,025	3	330	1,031	340,23
4	178	6112,466	5	550	1,024	563,2
5	251	8523,847	7	770	1,021	786,17

Tableau V-9: Les valeurs Mc120 pour chaque cas de charge.

**V-3-4- Système de charge Convoi exceptionnel D240 :**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois lourds exceptionnels. Le convoi type **D240** comporte une remorque supportant **2400 KN** (une remorque de trois éléments de **4** lignes à **2** essieux de **240 t** de poids total), ce poids est supposé répartir 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**.



*Figure V-10 : Dimensions de système D240.*



*Figure V-11 : Photo d'un convoi exceptionnel.*

**Remarque :**

- Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).
- Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique parce qu'il circule avec une vitesse très petite (considérée comme une charge statique).

**V-4- Autres surcharges :****V-4-1- Surcharges sur trottoirs « St » :**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Dans notre cas on charge uniquement un seul trottoir (celui de droite). (**Voir Figure V-1**)

**V-4-1-1- Charges locales « Cl » :**

Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversale. D'après le **fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **450 kg/m<sup>2</sup>** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Le trottoir chargé :  $St = 0,45 \times 1,70 =$

**St = 0,765 t /ml.**

**V-4-1-2- Charges générales « Cg »:**

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. D'après le **fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m<sup>2</sup>** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Le trottoir chargé :  $St = 0,15 \times 1,70 =$

**St = 0,255 t /ml.**

**V-4-2- Forces de freinage**

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage **F<sub>r</sub>**, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

**V-4-2-1- Effort de freinage « FA » produit par le système de charge A(L) :**

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le **fascicule 61 titres II** :

$$FA = \frac{1}{20+0,0035S} \times A (L) =$$

**FA=0,248 t /ml.**

Avec:

**A (L) =5,61 t/ml** (le cas le plus défavorable).

**L** : portée de la travée considérée (**L=73m**).

**S** : surface chargé par m<sup>2</sup> (**S = 73 ×10,00 = 730 m<sup>2</sup>**).

**V-4-2-2- Effort de freinage « FBc » produit par le système de charge Bc:**

Les forces de freinage produites par le système de charge **Bc** seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids **30 t**.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients **bc**.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$FBc = Bc \times bc = 30 \times 1.2 =$$

**FBc =36 t**

**V-4-3-Forces centrifuges « Fc »:**

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système **Bc** ; 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.

En désignant par **R** (en mètre) 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 à :

$$F_c = \frac{80 B_c}{R} \quad (\text{fascicule 61 titre II})$$

Avec :

**R > 400m** (notre cas **R=1800 m**).

**Bc=30t**

$$F_c = \frac{80 B_c}{R} = \boxed{F_c = 1,33 \text{ t / ml}}$$

**V-4-4- Le Vent « W » :**

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.

D'après le fascicule 61 titre II les valeurs représentative de la pression dynamique du vent sont égale à :

- **W = 0,2t/m<sup>2</sup>** lorsque l'ouvrage est en service.
- **W = 0,125 t/m<sup>2</sup>** lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- **W = 0,1 t/m<sup>2</sup>** pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois

**V-4-5- La température :**

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement

Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique :

$$\Delta T = \pm 12^\circ \text{C}.$$

**V-4-6- Le séisme :**

L'ouvrage se situe dans la localité d'AIT YAHYA MOUSSA 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** (Zone à sismicité moyenne)  $\longrightarrow$  **A=0,2G**

**V-5- Combinaisons des charges :**

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

**V-5-1- Les coefficients de majoration :**

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante mentionné dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1
Système Bc	1,6	1,2
Mc 120	1,35	1
D 240	1,35	1
Gradient thermique ( $\Delta T$ )	0	0,5
Vent (w)	1,5	1
Surcharge des trottoirs (St)	1,6	1
L'effet du précontraint (P)	1	1
Freinage	1,6	1,2

**Tableau V-10 : Les Valeurs des coefficients de majoration.**

**V-5-2- Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS :**

Les Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S sont données par le tableau suivant :

Action prépondérantes	Combinaisons
ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$
	$1.35G + 1.35Mc 120$
	$1.35G + 1.35 D240$
	$1.35G + 1.5w$
ELS	$G + 1.2 (A(l) + St)$
	$G + 1.2 (Bc + St)$
	$G + 1.2 (Bt + St)$
	$G + Mc120$
	$G + D240$
	$G + 1.2 (A(l) + St) + 0.5\Delta t$
	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5\Delta t$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta t$
	$G + D240 + 0.5 \Delta t$
	$G + W$

**Tableau V-11 : Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.**

# CHAPITRE VI

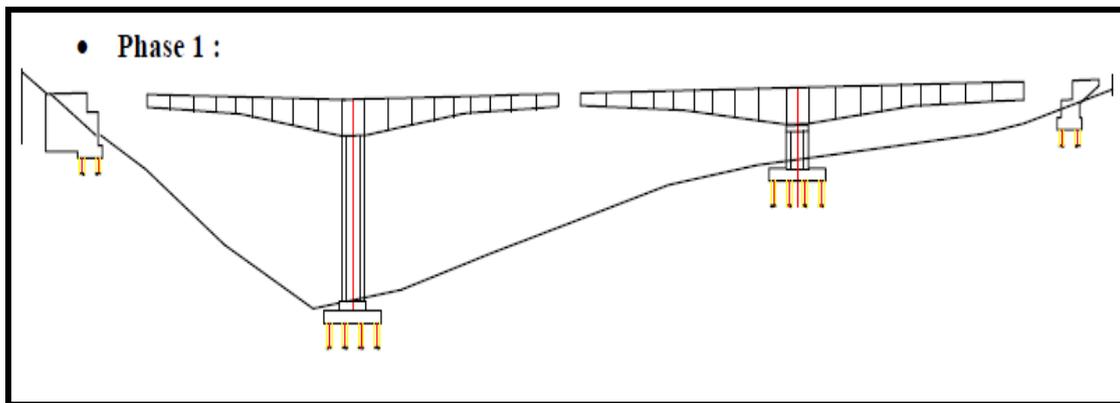


*Etude longitudinale*

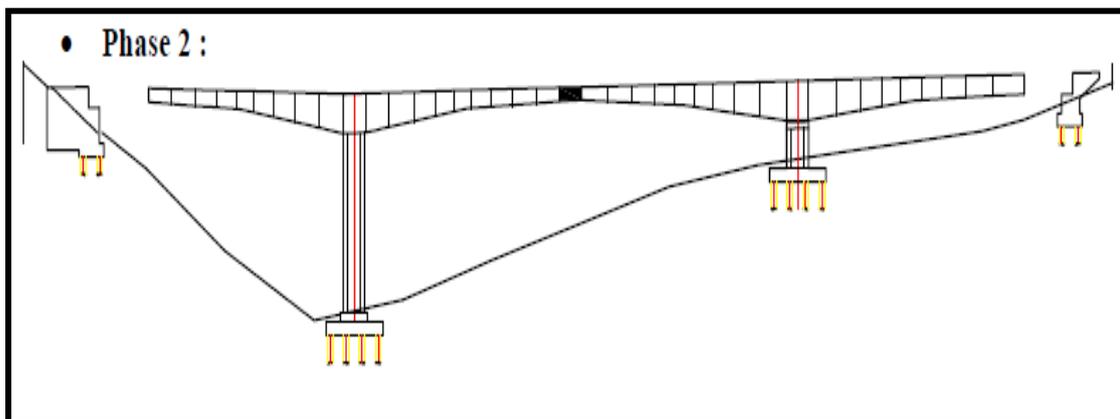
### VI-1- Phases de réalisation :

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. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit qu'on a construit un fléau.

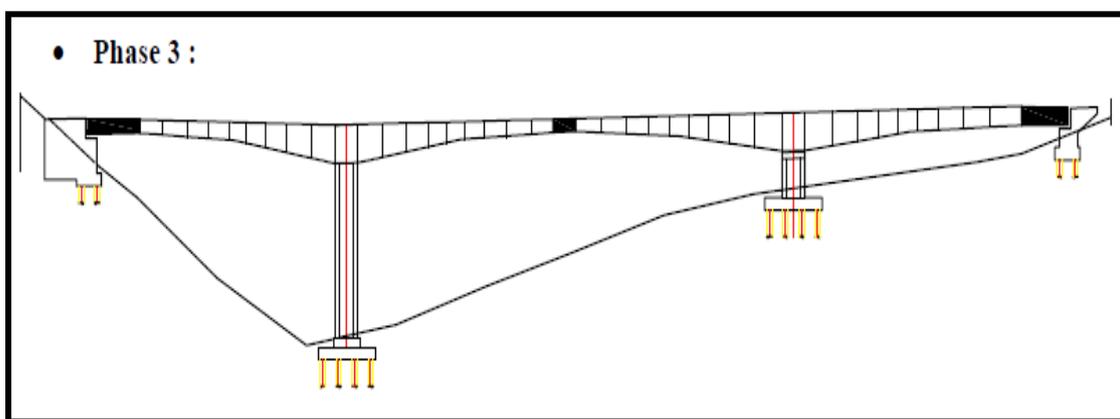
On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction :



*Figure-VI-1: Réalisation des fléaux sur les piles.*



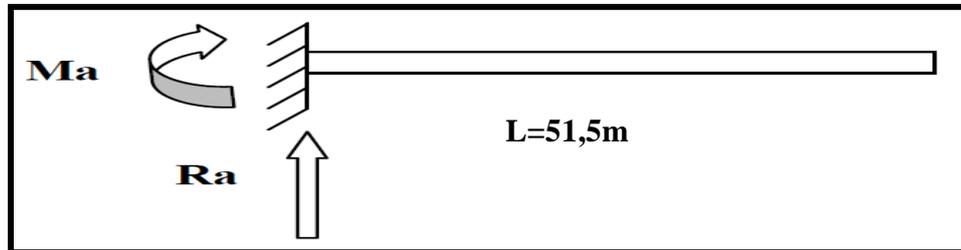
*Figure-VI-2 : Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.*



*Figure-VI-3: Clavage des deux fléaux avec les culées.*

**VI-1-2- Charges appliquées au fléau (phase de construction) (SETRA [Réf.6]):**

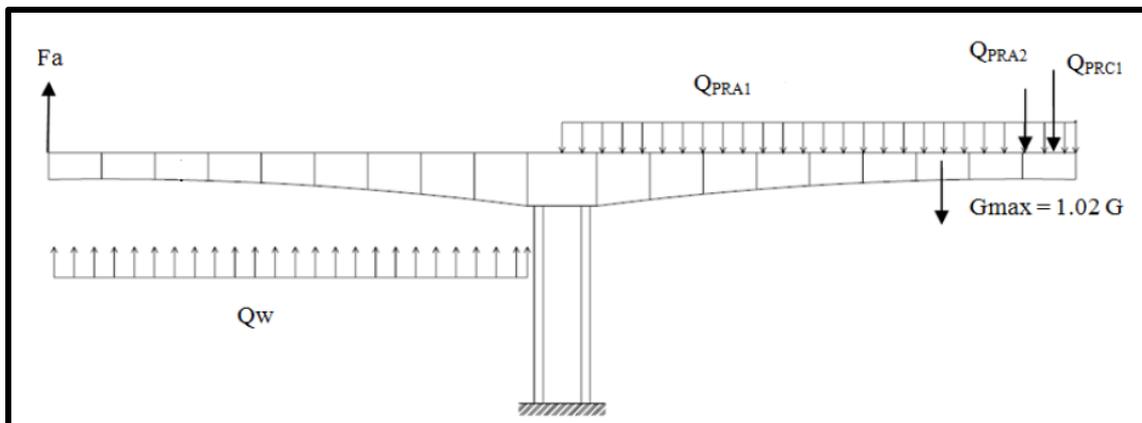
Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.



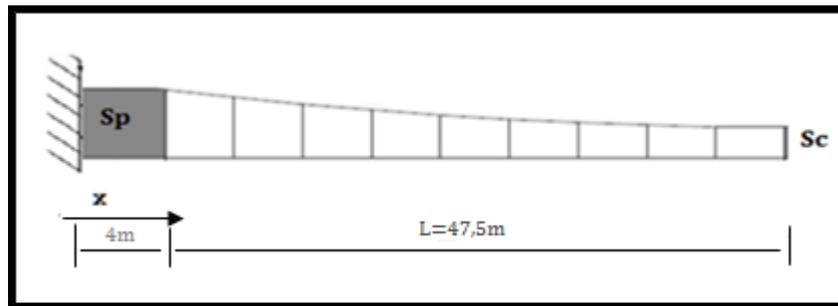
*Figure-VI-4: Schéma statique du demi-fléau.*

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- Le poids propre du tablier « G »
- Les surcharges de chantier « QPRA » :QPRA1 et QPRA2
- Equipage mobile « QPRC1 »
- Le vent « Qw »
- Surcharges accidentelles « FA »



*Figure-VI-5 : Charges appliquées au fléau (le cas le plus défavorable).*

VI-1-2-1- Charges permanentes du tablier (G) :*Figure-VI-6: Poids propre du demi-fléau.*

La variation des paramètres géométriques des voussoirs de notre ouvrage, l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous :

On a :

$0 \leq x < 4m$  :

$$G(x=4m) = \gamma_b \cdot S_p \cdot x =$$

$$G(x=4m) = 331,9t$$

$4 \leq x \leq 51,5$  :

$$G(x) = \gamma_b \left[ S_p - 2(S_p - S_c) \frac{(x-4)}{L} + (S_p - S_c) \left( \frac{x-4}{L} \right)^2 \right]$$

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton égal à  $2.5 \text{ t/m}^3$

$S_p$  : L'aire de la section sur pile.

$S_c$  : L'aire de la section sur culée.

Donc :

➤ Moment fléchissant M :

$$M(x) = \gamma_b \frac{-S_p(L-(x-4))^2}{2} + \frac{(S_p-S_c)(L-(x-4))^2 (2L+x-4)}{3L} - \frac{(S_p-S_c)(L-(x-4))^2 (3L^2 + 2L(x-4) + (x-4)^2)}{12L^2}$$

➤ Effort tranchant T :

$$T(x) = \gamma_b \left[ S_p(L - (x - 4)) - (S_p - S_c) \left( \frac{L^2 - (x-4)^2}{L} \right) + (S_p - S_c) \left( \frac{L^3 - (x-4)^3}{3L^2} \right) \right]$$

Avec :

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton égal à  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

$S_p$  : L'aire de la section sur pile vide  $S_p=14,072\text{m}^2$

$S_c$  : L'aire de la section sur culée  $S_c=9,578 \text{ m}^2$

L : Longueur pile  $L=47,5 \text{ m}$

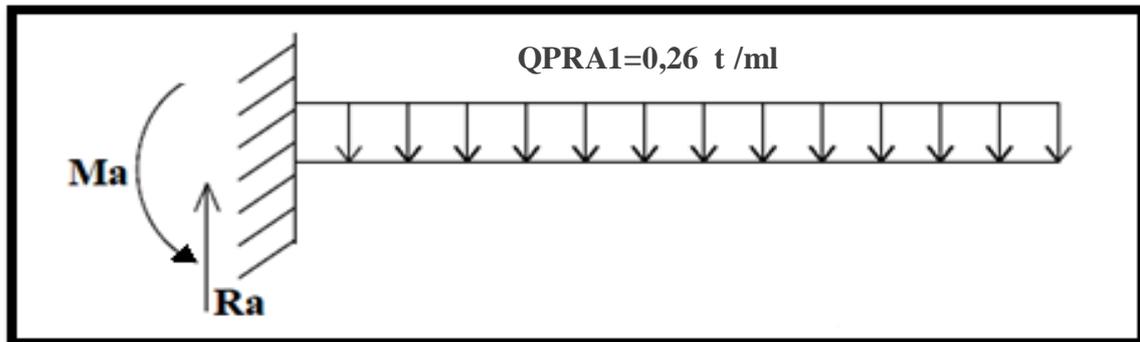
### VI-1-2-2- Les surcharges de chantier :

#### A. Les surcharges réparties « QPRA1 » :

Nous tenons compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de  $(0,02 \text{ t/m}^2)$ .

Donc  $QPRA1=0,02 \times 13=$

$QPRA1=0,26 \text{ t/ml.}$



*Figure-VI-7: Surcharges réparties « QPRA1 ».*

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges réparties de chantier (QPRA1) sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ Moment fléchissant « M »:

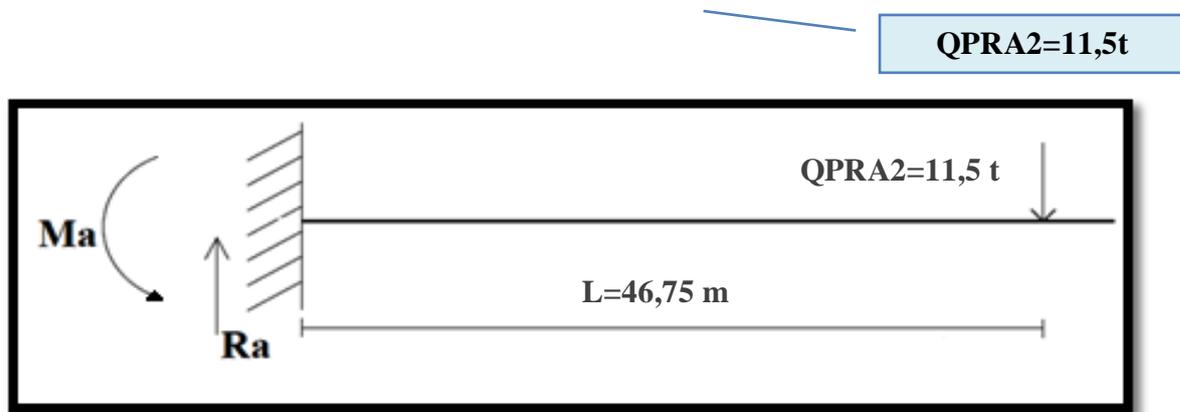
$$M(x) = -0,13x^2 + 13,39x - 344,7925 \text{ (t.m)}$$

➤ Effort tranchant T :

$$T(x) = -0,26x + 13,39 \text{ (t)}$$

**B. Une surcharge concentrée « QPRA2 » :**

C'est une charge concentrée qui vaut **11,5t** cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc. appliqué au bout de l'avant dernier voussoir.



**Figure-VI-8 : Une surcharge concentrée « QPRA2 ».**

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge repartie de chantier (QPRA2) sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant M :**

**$0 \leq x \leq 46.75\text{ m} :$**

$$M(x) = 11,5 x - 537,625 \text{ (t.m)}$$

**$46.75 < x \leq 51.5\text{ m} :$**

$$M(x) = 0 \text{ (t.m)}$$

➤ **Effort tranchant T :**

**$0 \leq x \leq 46.75\text{ m} :$**

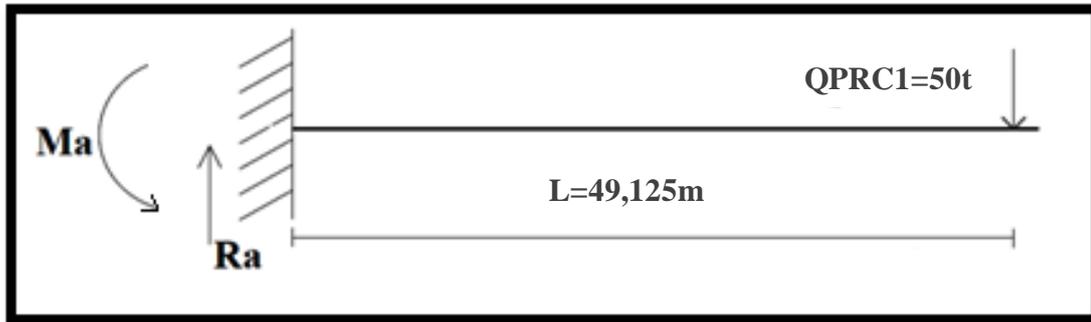
$$T(x) = 11,5 \text{ (t)}$$

**$46.75 < x \leq 51.5\text{ m} :$**

$$T(x) = 0 \text{ (t)}$$

**VI-1-2-3- surcharges d'équipage mobile « QPRC1 » :**

On prend le poids de l'équipage mobile égal à **50 tonnes** concentrée au milieu de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.



***Figure-VI-9 : Surcharge d'équipage mobile « OPRC1 ».***

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus à la surcharge concentrée de chantier (QPRA2) sont donnés par les formules ci-dessous :

➤ **Moment fléchissant M :**

**$0 \leq x \leq 49.125 \text{ m}$**

$$M(x) = 50 x - 2456,25 \text{ (t.m)}$$

**$49.125 < x \leq 51.5 \text{ m} :$**

$$M(x) = 0 \text{ (t.m)}$$

➤ **Effort tranchant T :**

**$0 \leq x \leq 49.125 \text{ m} :$**

$$T(x) = 50 \text{ (t)}$$

**$49,125 < x \leq 51.5 \text{ m} :$**

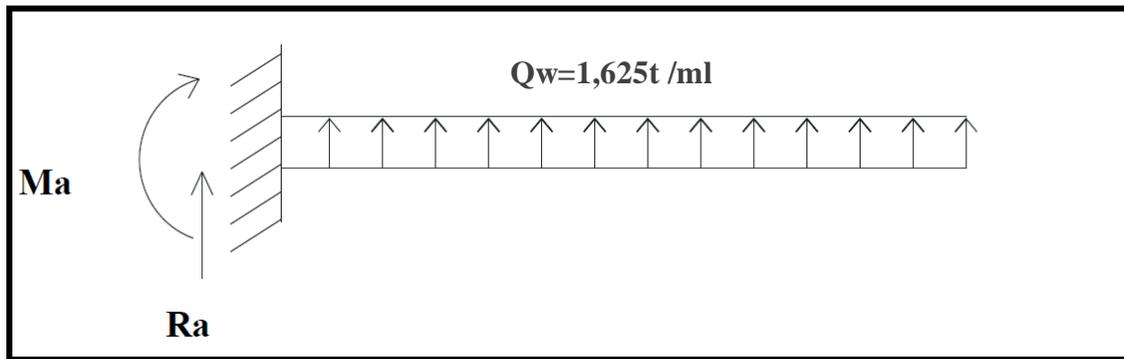
$$T(x) = 0 \text{ (t)}$$

**VI-1-2-3- Vent « Qw » :**

D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale **0,125t/m<sup>2</sup>**.

Soit :  $Q_w = 0,125 \times 13 =$

$$Q_w = 1,625\text{t/m}$$



**Figure-VI-10 : Surcharges du vent «W».**

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges vent sont donnés par les formules ci-dessous.

- **Moment fléchissant M :**

$$M(x) = 0.8125x^2 - 83.687x + 2154.953 \text{ (t.m)}$$

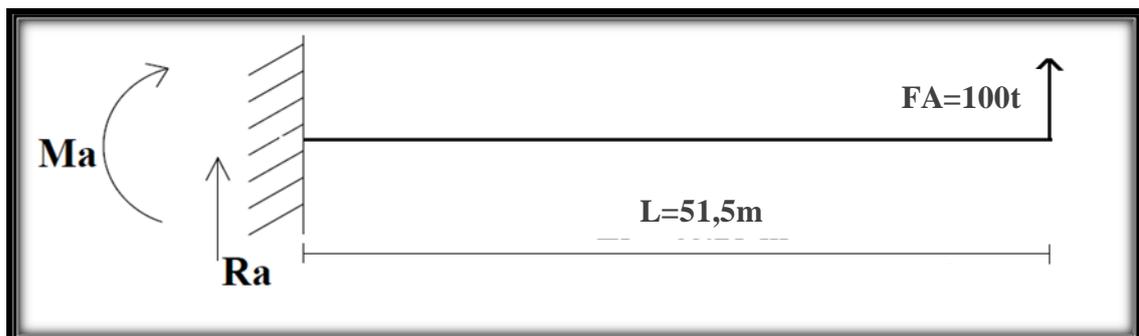
- **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 1.625x - 83.687 \text{ (t)}$$

#### **VI-1-2-4- Actions accidentelles « FA » :**

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction en prend **FA=100t**.

FA=100t.



**Figure-VI-11: Action accidentelle.**

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus aux surcharges du vent sont donnés par les formules ci-dessous :

➤ **Moment fléchissant M :**

$$M(x) = -100x + 5150 \text{ (t.m)}$$

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = -100 \text{ (t)}$$

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

Section	G		(QPRA1)		(QPRA2)		(QPRC1)		QW		FA	
	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)
0	1647,175	-34901,032	13,39	-344,793	11,5	-537,625	50	-2456,25	-83,687	2154,953	-100	5150
4	1315,275	-29125,367	12,35	-293,313	11,5	-491,625	50	-2256,25	-77,187	1833,203	-100	4750
8,75	1153,328	-23266,446	11,11	-237,584	11,5	-437	50	-2018,75	-69,468	1484,894	-100	4275
13,5	1000,988	-18153,534	9,88	-187,721	11,5	-382,375	50	-1781,25	-61,75	1173,249	-100	3800
18,25	857,186	-13743,537	8,645	-143,724	11,5	-327,75	50	-1543,75	-54,031	898,269	-100	3325
23	720,856	-9998,4319	7,41	-105,593	11,5	-273,125	50	-1306,25	-46,312	659,953	-100	2850
27,75	590,929	-6885,2641	6,175	-73,329	11,5	-218,5	50	-1068,75	-38,593	458,300	-100	2375
32,5	466,339	-4376,150	4,94	-46,931	11,5	-163,875	50	-831,25	-30,875	293,312	-100	1900
37,25	346,019	-2448,2763	3,705	-26,399	11,5	-109,25	50	-593,75	-23,156	164,988	-100	1425
42	228,900	-1083,8979	2,47	-11,733	11,5	-54,625	50	-356,25	-15,437	73,328	-100	950
46,75	113,917	-270,34077	1,235	-2,9341	11,5	0	50	-118,75	-7,718	18,331	-100	475
49.12 5	56,892	-67,545585	1,04	-0,734	0	0	50	-81,25	-6,5	12,999	-100	400
51.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-100	0

**Tableau VI-1: Variation des moments et effort tranchant des charges de construction.**

**VI-1-3- Les combinaisons des charges :**

Le cas le plus défavorable est lors de coulage de l'avant dernier voussoir, la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement ( $x=0$ ).

Selon le règlement utilisé en béton précontraint, on a deux type de combinaison à prendre :

➤ **Combinaisons en situation temporaire de construction (type A):**

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

Avec :

$G_{\max}$ : poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2%.

$$G_{\max} = 1,02 G$$

$G_{\min}$ : poids du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2%

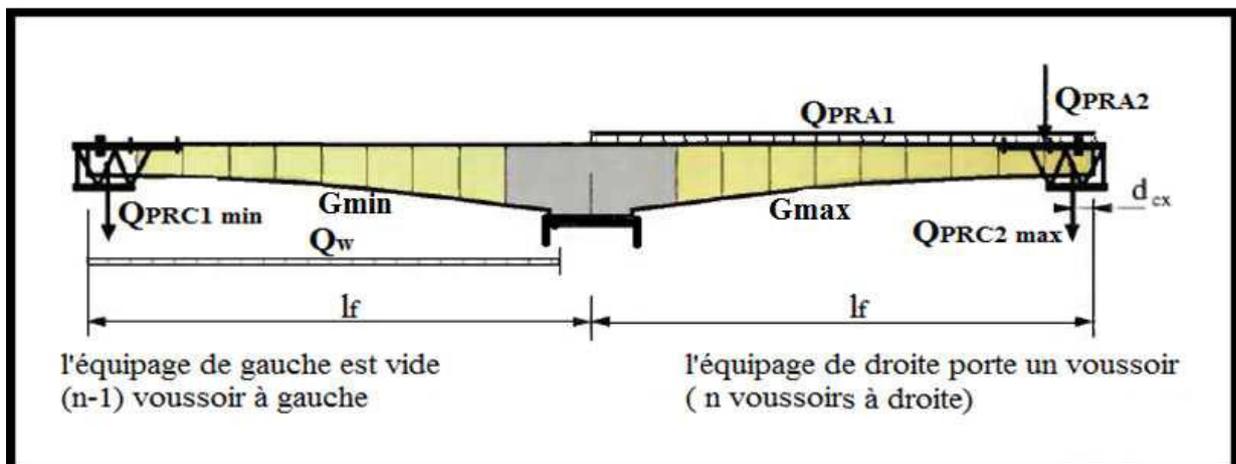
$$G_{\min} = 0$$

$Q_{\text{PRC1max}}$  : poids de l'équipage mobile du côté du déséquilibre majoré de 6%.

$$Q_{\text{PRC1max}} = 1,06 Q_{\text{PRC1}}$$

$Q_{\text{PRC1min}}$  : poids de l'équipage mobile de l'autre côté du déséquilibre minoré de 4%.

$$Q_{\text{PRC1min}} = 0$$



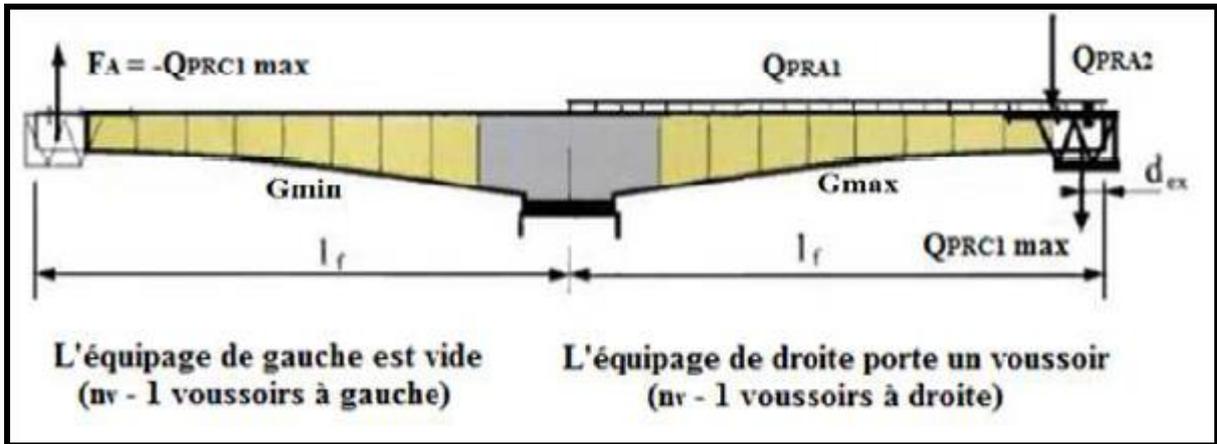
**Figure-VI-12: Combinaisons en situation temporaire.**

➤ **Combinaisons accidentelles de construction (type B) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B1} : 1,1(G_{\max}+G_{\min}) + FA + ( QPRC1_{\max} + QPRA1+QPRA2) \\ \mathbf{B2} : 0,9(G_{\max}+G_{\min}) + FA + ( QPRC1_{\max} + QPRA1+QPRA2) \end{array} \right.$$

Avec :

**FA** : action due à la chute d'un équipement mobile.



*Figure-VI-13: Combinaisons accidentelles.*

✚ Les résultats des efforts maximaux sont donnés dans le tableau suivant :

	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
A1	$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Qprc1_{\max} + Qprc1_{\min} + Qpra1 + Qpra2 + Qw)$	-40822,821	1840,88348
A2	$0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Qprc1_{\max} + Qprc1_{\min} + Qpra1 + Qpra2 + Qw)$	-33703,010	1504,85978
B1	$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + FA + (QPRC1_{\max} + QPRA1 + QPRA2)$	-37495,001	1826,02035
B2	$0,9(G_{\max} + G_{\min}) + FA + (QPRC1_{\max} + QPRA1 + QPRA2)$	-30375,191	1489,99665

*Tableau VI-2 : effort max de M et T.*

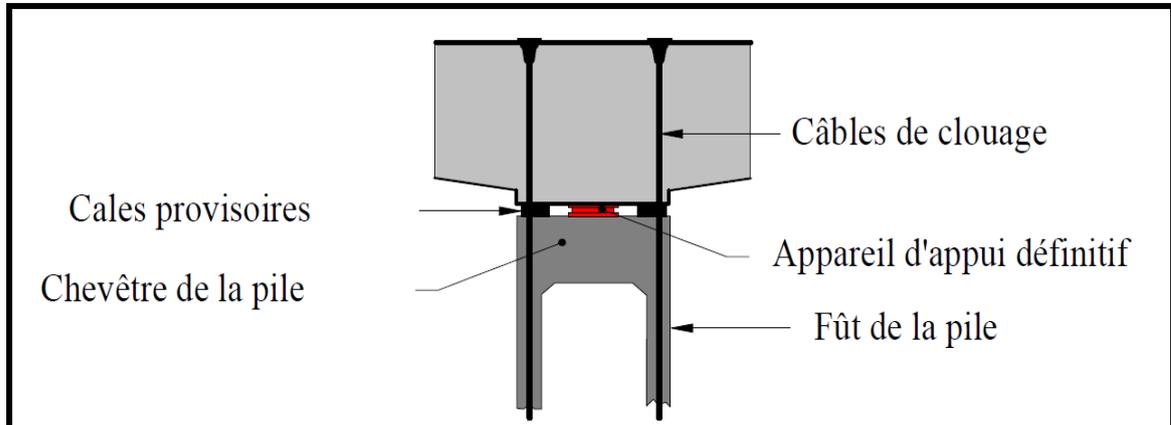
 **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessous, le moment maximal à utiliser pour le dimensionnement du précontraint est « **M= -40822,8213t.m** »

 **Le détail des efforts maximaux de la combinaison donnant l'effort le plus défavorable :**

Section (m)	M (x) (t.m)	V (x) (t.m)
0	-40822,821	1840,883
4	-34357,863	1475,317
8,75	-26674,409	1301,718
13,5	-21974,480	1138,896
18,25	-16932,224	985,656
23	-12597,479	840,798
27,75	-8933,271	703,125
32,5	-5908,314	571,440
37,25	-3497,011	444,544
42	-1679,453	321,242
46,75	-441,419	200,335
49,125	-168,110	123,257
51,5	0,000	0,000

***Tableau VI-3 : Détail des efforts max de M et T.***

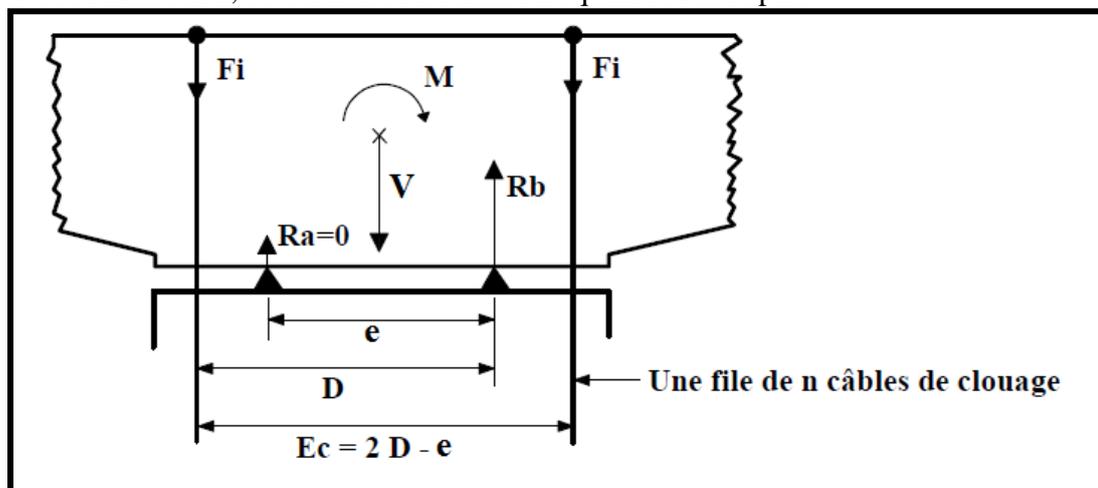
**VI-1-4- Étude de l'encastrement provisoire :*****Figure-VI-14: Schéma de clouage sur pile par câbles provisoires.***

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux dépend en grande partie de la conception générale de l'ouvrage.

Le clouage par câbles de précontrainte consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis. Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancres supérieures sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, parfois sur une poutre de répartition métallique. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

Sous l'action de l'effort tranchant « V » et du moment « M » des charges appliquées au fléau en cours de construction, ce dernier doit rester en équilibre sur la pile.

***Figure-VI-15: Efforts dans les câbles et réactions d'appui.***

$$R_a = \frac{V}{2} + \frac{M}{e} + F_i \geq 0$$

$$R_b = \frac{V}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Avec :

$F_i$  : Force des  $n$  câbles d'une file.

$$F_i = n (1 - \rho) \sigma_{p0} S$$

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

$f_{prg}$  et  $f_{peg}$  : limites de rupture et élastique

$S$  : section du câble.

$\rho$  : Pourcentage de pertes (25%).

-Le nombre de câbles est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{M}{e} - \frac{V}{2}}{(1 - \rho) \sigma_{p0}} \times \frac{1}{S}$$

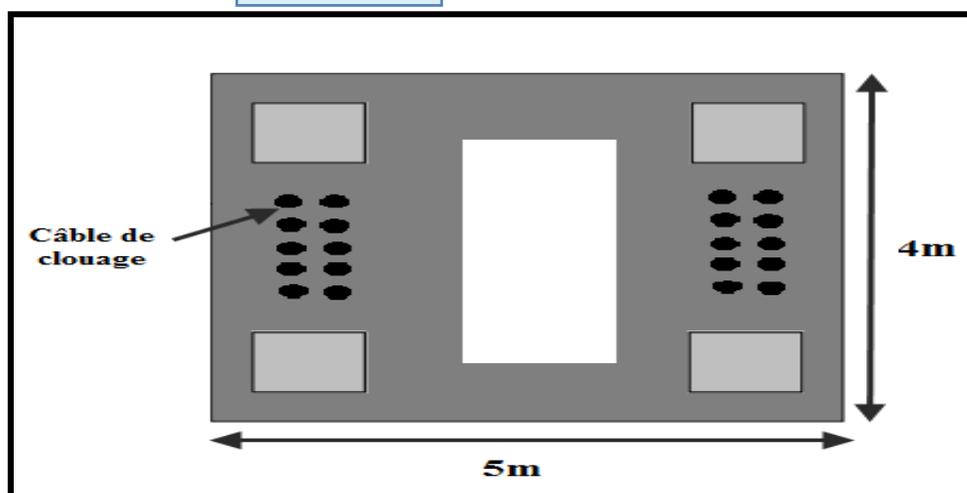
$M$  : est la différence entre le moment renversant de la combinaison la plus défavorable et le moment stabilisant « G ».

$V$  : est la différence entre l'effort tranchant de la combinaison la plus défavorable et celui de la charge permanente « G ».

$$n = \frac{\left(\frac{5921,79}{3} - \frac{193,71}{2}\right) \times 10^4}{(1 - 0,25) \times 1488} \times \frac{1}{1800} = 9,34 \text{ câbles}$$

Donc on prend :

10 câbles



*Figure-VI-16: Disposition des câbles de clouage.*

## VI-2- Étude longitudinale en service :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

### VI-2-1- Présentation du logiciel :

Le système **Robot Structural** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, éléments axisymétriques, éléments volumiques. Les utilisateurs de ce logiciel pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Il permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

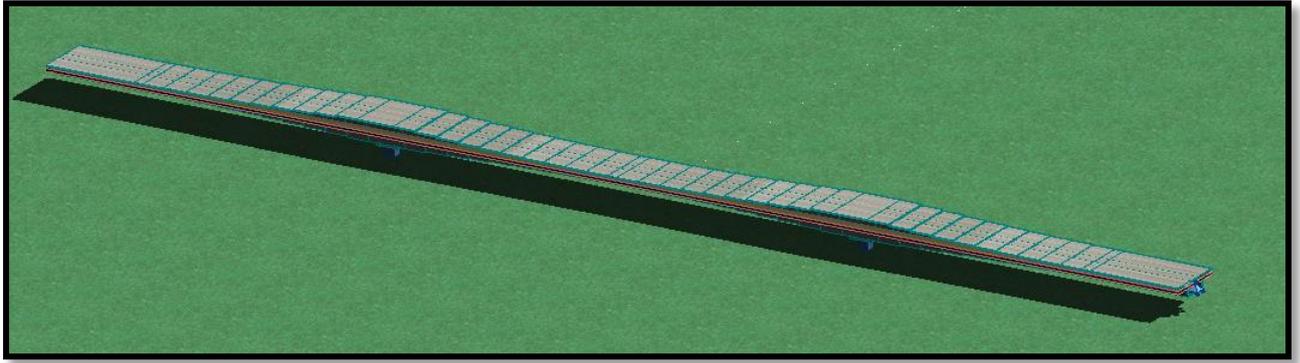
Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

### VI-2-2- Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- ✓ La définition de la structure et différentes sections de l'ouvrage.
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier... etc.)
- ✓ La définition des conditions d'appuis.
- ✓ Le choix de la méthodologie de calcul.
- ✓ La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- ✓ La vérification des résultats.
- ✓ Le lancement des calculs et l'interprétation des résultats.



*Figure-VI-17 : Vue du modèle de calcul en 3D.*

### VI-2-3- Combinaisons de calcul :

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- ✓ **Poids propre (G)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier.
- ✓ **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier.
- ✓ **Surcharge Bc**
- ✓ **Surcharge militaires Mc120**
- ✓ **Convoi exceptionnel D240**
- ✓ **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier.

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur.

✚ Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » :

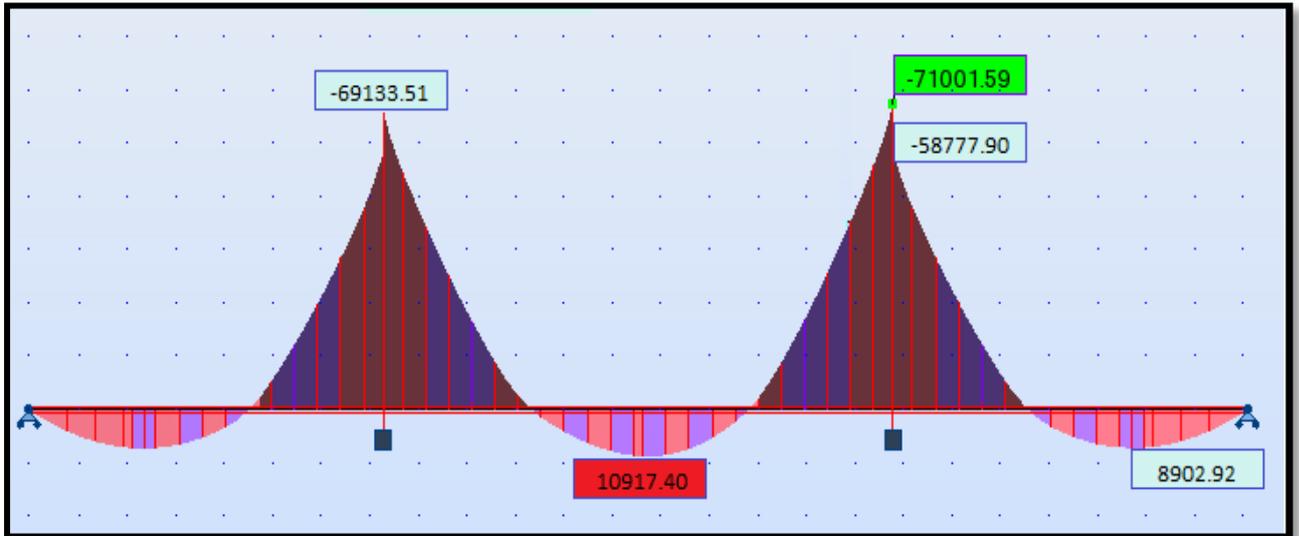
Action prépondérantes	Combinaisons
ELU	$1.35G + 1.6 (A(l) + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bt + St)$
	$1.35G + 1.35Mc 120$
	$1.35G + 1.35 D240$
	$1.35G + 1.5w$
ELS	$G + 1.2 (A(l) + St)$
	$G + 1.2 (Bc + St)$
	$G + 1.2 (Bt + St)$
	$G + Mc120$
	$G + D240$
	$G + 1.2 (A(l) + St) + 0.5\Delta t$
	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5\Delta t$
	$G + Mc120 + 0.5 \Delta t$
	$G + D240 + 0.5 \Delta t$
	$G + W$

**Tableau VI-4 : Les combinaisons de charge à l'ELU et ULS.**

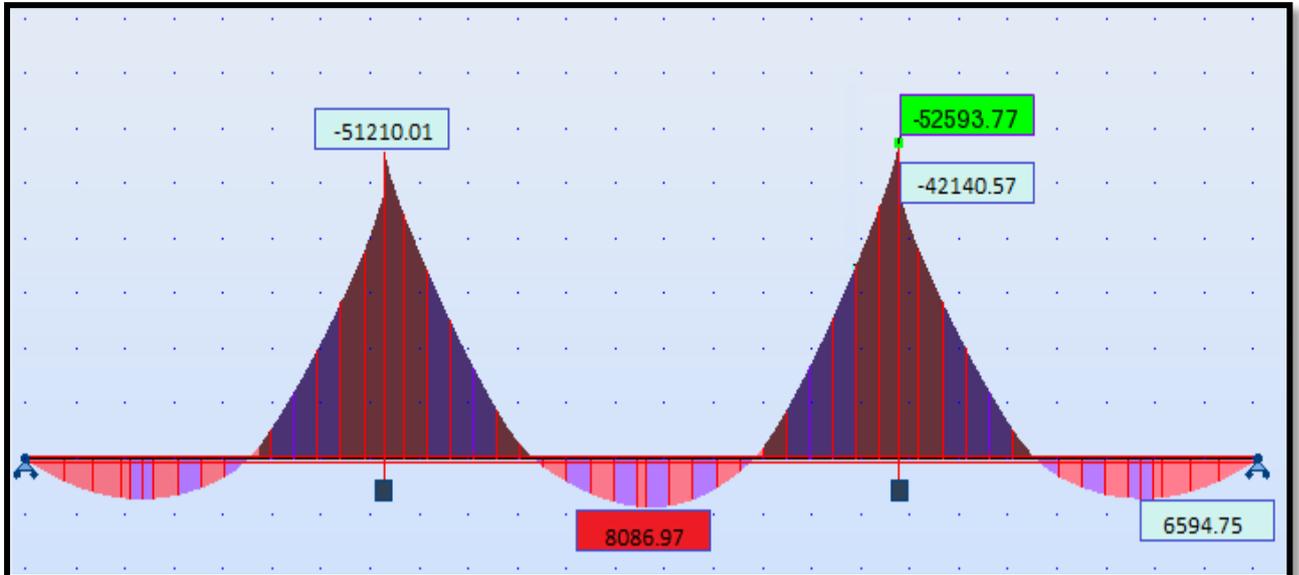
Après analyse de la structure par le logiciel, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\text{A l'ELU}} : 1,35 G + 1,35 D240 \\ \underline{\text{À l'ELS}} : \left\{ \begin{array}{l} \text{À vide} : G + CCP \\ \text{En service} : G + D240 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

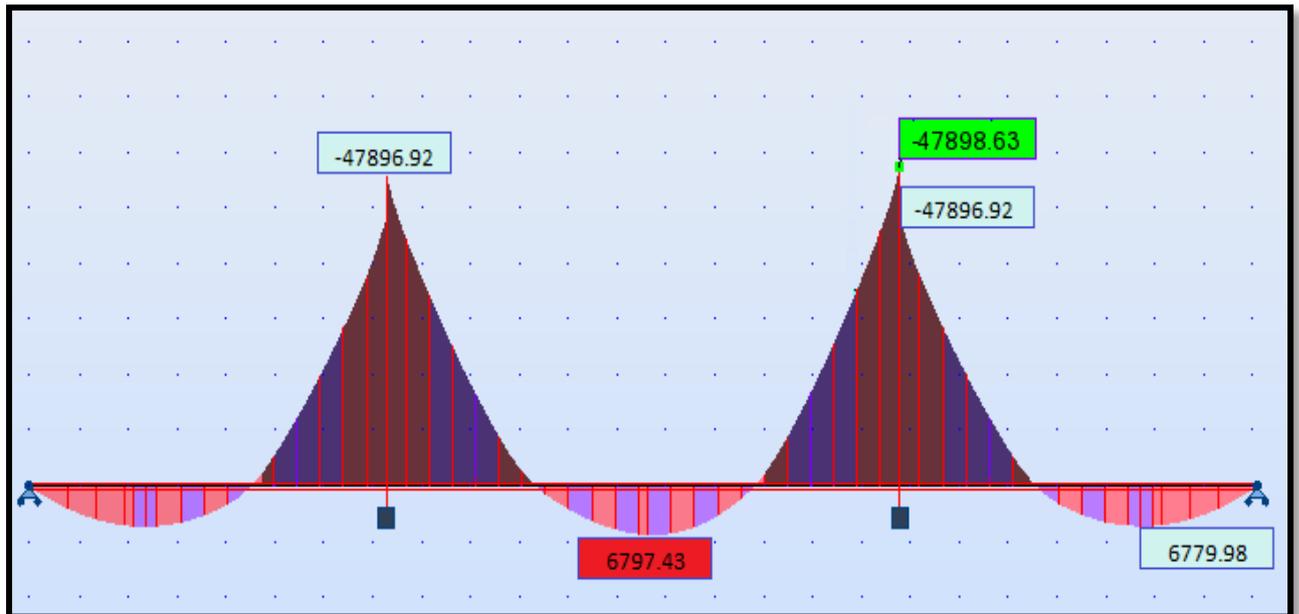
✚ Les valeurs des moments et des efforts tranchants sont présentées ci-dessous :



*Figure-VI-18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.*



*Figure-VI-19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.*



**Figure-VI-20 : Diagramme des moments fléchissant sous G+CCP.**

voussoir	x	ELU (1,35G+1,35D240)	ELS G+D240	ELS G+CCP
VSP	0	-58777,900	-42140,57	-41454,68
V1	8,75	-35404,730	-26224,98	-34163,95
V2	13,5	-24887,720	-18435,35	-25637,01
V3	18,25	-15367,860	-11383,6	-17890,84
V4	23	-6798,280	-5035,76	-10882,57
V5	27,75	-54,480	-40,35	-4578,19
V6	32,5	4026,390	2982,51	373,74
V7	37,25	6407,870	4746,57	3353,14
V8	42	8001,070	5926,72	5073,73
V9	46,75	8228,680	6301,76	6210,41
V10	51,5	8902,920	6594,75	6779,98
VSC	53,5	8751,730	6528,15	6791,51
VCC	73	0,600	0,44	6791,51

**Tableau VI-5 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de rive.**

voussoir	x	ELU (1,35G+1,35D240)	ELS G+D240	ELS G
VSP	0	-69133,51	-51210,01	-47896,92
V1	4	-55265,36	-40937,3	-37971,08
V2	8,75	-42687,39	-31620,04	-29065,72
V3	13,5	-31159,63	-23081,21	-20938,79
V4	18,25	-20632,95	-15283,67	-13553,15
V5	23	-11052,57	-8187,09	-6968,48
V6	27,75	-3298,21	-2334,13	-1536,47
V7	32,5	1789,22	1325,35	1820,07
V8	37,25	5179,46	3836,64	3918,82
V9	42	7784,84	5766,55	5436,09
V10	46,75	9622,74	7127,96	6383,09
VSC	48,75	10604,29	7752,33	6785,27
V10	53,5	10917,40	8086,97	6797,43
V9	58,25	10618,81	7865,79	6382,9
V8	63	9185,88	6804,36	5435,74
V7	67,75	6574,88	4870,28	3918,32
V6	72,5	2847,5	2109,26	1819,68
V5	77,25	-2666,32	-1975,05	-1537,27
V4	82	-10851,54	-8038,18	-6869,63
V3	86,75	-20859,97	-15451,83	-13553,97
V2	91,5	-31813,54	-23565,58	-20939,62
V1	96,25	-43768,96	-32421,16	-29067,14
VSP	101	-56773,9	-42054,74	-37972,66
VSP FIN	105	-71001,59	-52593,77	-47898,63

***Tableau VI-6 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de centrale.***

# CHAPITRE VII

*Etude de la précontrainte*

Parfois, les sollicitations prévisibles sont telles que l'élasticité propre de l'acier ne suffit pas à assurer la sécurité de l'ouvrage. Aussi, a-t-on recours à des techniques spécifiques d'armature conduisant au béton précontraint.

En effet, le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture.

Il s'agit de techniques inventées par *Eugène Freyssinet en 1928*, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton et donc à comprimer au repos, ce dernier.

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

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau
- Les câbles de continuité.

#### **A. câbles de fléau:**

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

#### **B. câbles de continuité :**

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

#### **✚ Remarque :**

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

**VII-1- Étude de la précontrainte de fléau :****VII-1-1- Détermination de la précontrainte de fléau :**

Le diagramme des moments 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M| V}{I} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{|M| V'}{I} \end{array} \right.$$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Et 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.

- Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} \text{ en compression} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} \text{ en traction} \end{array} \right.$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V}{I} + \frac{MV}{I} = 0 \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} + \frac{MV'}{I} = 0 \end{array} \right.$$

**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.

**$e_0$ :** 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.

À la limite, nous aurons :

$$P \left( \frac{1}{S} + \frac{e_0 V}{I} \right) - \frac{M V}{I} = 0 \quad \longrightarrow \quad P = \frac{\frac{M V}{I}}{\left( \frac{1}{S} + \frac{e_0 V}{I} \right)}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e<sub>0</sub> » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine l'effort « P ».

### VII-1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

Avec :

**P<sub>0</sub>** : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **12 T15s** peut créer, **P<sub>0</sub>** est estimé à **25%** de perte.

**σ<sub>P<sub>0</sub></sub>** : La tension à l'origine à l'encrage, **σ<sub>P<sub>0</sub></sub>** est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

**f<sub>prg</sub>** : contrainte de rupture garantie. **f<sub>prg</sub> = 1860 Mpa**

**f<sub>peg</sub>** : contrainte limite élastique garantie. **f<sub>peg</sub> = 1660 Mpa**

Donc :

Min (1488, 1494) =

$$\sigma_{P_0} = 1488 \text{ MPa}$$

La force utile d'un câble **12T15s** estimée à **25%** de perte ;

$$P_0 = 0,75 \sigma_{P_0} \times S$$

**S**: section d'un câble **12T15s**.

**S** = 0.0018 m<sup>2</sup>, (150 x 12 = 0,0018m<sup>2</sup>=**1800mm<sup>2</sup>**).

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 0,75 \times 10^{-3} =$$

$$P_0 = 200,88 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

Section: **S** = 33,19 m<sup>2</sup>

Inertie: **I** = **96,586** m<sup>4</sup>

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $V = 2,475 \text{ m}$

$e$  : l'excentricité  $e = V - d$

On prend l'enrobage des aciers actifs  $d = 0,15 \text{ m}$   $\longrightarrow$   $e = 2,325 \text{ m}$

Le moment à l'encastrement est :  $M = -40822,8213 \text{ t.m}$

Donc :

$$P = \frac{\frac{M V}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e V}{I}\right)} = \boxed{P=11\,743,622\text{t}}$$

Et :

$$N \geq \frac{P}{P_0} \quad \boxed{N \geq 58,46} \quad \text{On prend} \quad \boxed{N=60 \text{ Câbles}}$$

**VII-1-3- Répartition des câbles dans chaque voussoir :**

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement 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 câbles dans chaque âme.

Soit le nombre nécessaire de câbles pour le caisson i:

$$P_i = \frac{\frac{M_i V_i}{I_i}}{\left(\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times V_i}{I_i}\right)} \quad \text{Et} \quad N_i = \frac{P_i}{P_0}$$

voussoir	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	V (m)	e (m)	P (t)	N	N <sup>bre</sup> réel
½ VSP	-40822,8213	96,586	33,9	2,475	2,325	11 743,622	58,46	<b>60</b>
V1	-34357,863	71,475	14,072	2,406	2,256	7 867,485	39,17	<b>60</b>
V2	-26674,409	54,365	13,218	2,133	1,983	6 819,924	33,95	<b>52</b>
V3	-21974,480	41,372	12,454	1,889	1,739	6 282,741	31,28	<b>44</b>
V4	-13908,275	31,628	11,78	1,674	1,524	4 446,555	22,14	<b>36</b>
V5	-12597,479	24,419	11,196	1,487	1,337	4 493,093	22,37	<b>28</b>
V6	-8933,271	19,172	10,702	1,329	1,179	3 535,183	17,60	<b>20</b>
V7	-5908,314	15,433	10,297	1,2	1,05	2 569,962	12,79	<b>14</b>
V8	-1996,921	12,854	9,982	1,099	0,949	941,625	4,69	<b>10</b>
V9	-1679,453	11,183	9,758	1,027	0,877	842,716	4,20	<b>6</b>
V10	-441,419	10,246	9,623	0,984	0,834	230,379	1,15	<b>2</b>

**Tableau VII-1 : Répartition des câbles de fléau dans chaque voussoir.**

voussoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Câbles Arrêtés	8	8	8	8	8	6	4	4	4	2
Câbles arrêtés par âmes	4	4	4	4	4	3	2	2	2	1

**Tableau VII-2 : Le nombre de câbles arrêtés dans chaque fin de voussoir.**

**Remarque :**

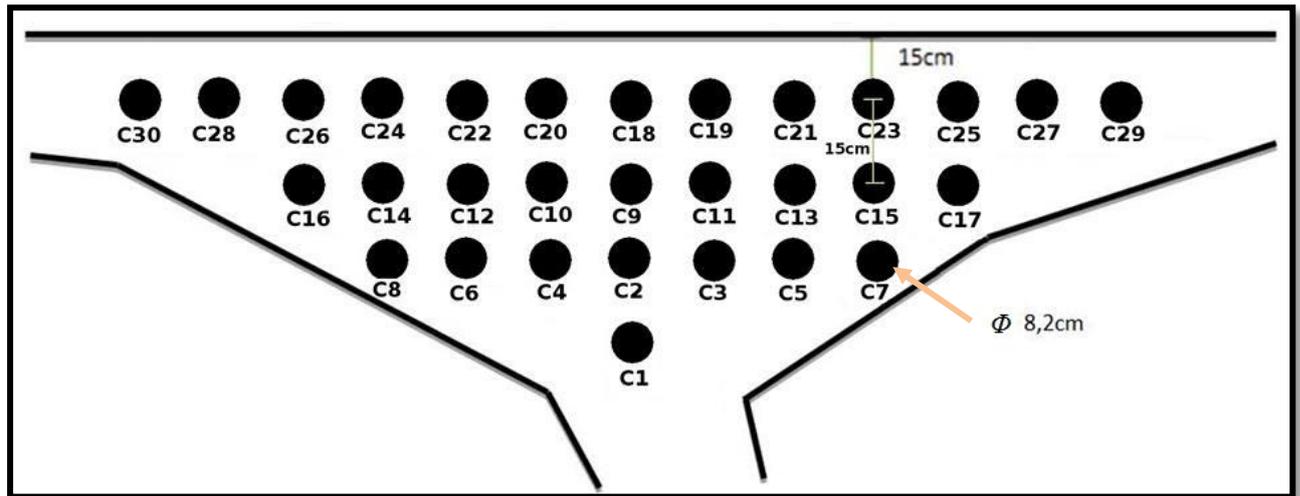
Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.

Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

**VII-1-4- Position et enrobage des câbles :**

- La distance entre axes des câbles est de  $1,5 \phi_{\text{gext}}$ .
- L'enrobage des gaines est **15cm**.
- Le diamètre des gaines d'un câble à **12T15s** est de **8,2 cm**.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :



***Figure VII-1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.***

**VII-1-5- Tracé des câbles :**

Les câbles de fléau doivent subir simultanément des déviations dans deux plans différents en plan et en élévation (un tracé sensiblement rectiligne en élévation et en forme de "S" en plan, tout près des ancrages).

Le grand principe à respecter est d'éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

**VII-1-5-1- Etude du tracé des câbles en élévation :**

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs (plus près de l'âme). Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.

Pour l'ancrage de ces 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 **0,25m** de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique, son équation générale est :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Avec :

$d_1$  : distance du point d'ancrage.

$d_0$  : distance du câble à fibre supérieure.

$L$  : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir pour les six premiers câbles et de deux voussoirs pour le reste des câbles).

✚ Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} \geq R_{\min}$$

Avec :

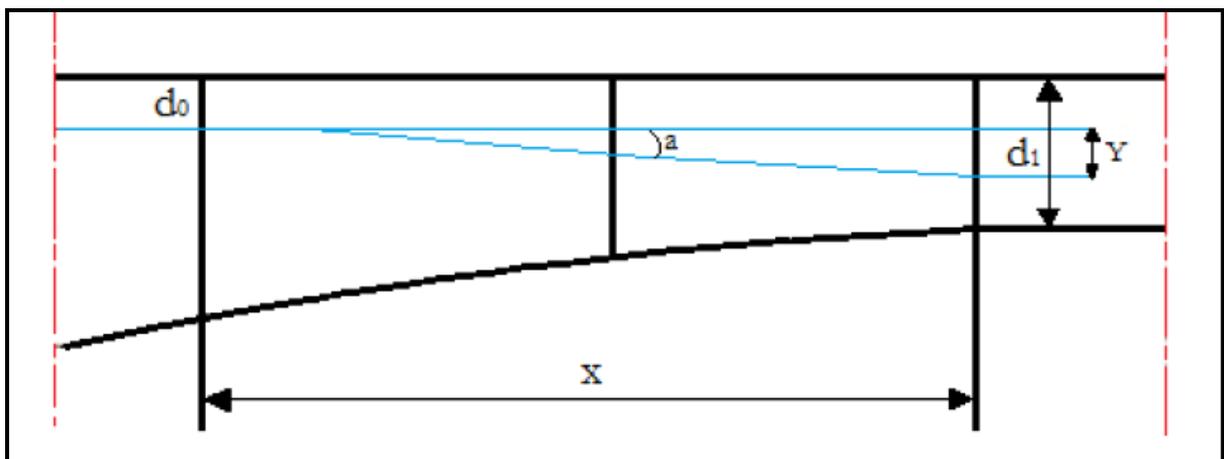
$$Y = d_1 - d_0$$

$R_{\min}$ : Rayon minimal pour les câbles 12T15s = 6 m

✚ La déviation verticale d'un câble est :

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{L} \longrightarrow \alpha = \operatorname{Arctg} \left[ 2(d_1 - d_0) \frac{x}{L} \right]$$



*Figure VII-2 : Tracé d'un câble en élévation.*

**Voussoir N°1 :**

Dans le premier voussoir, nous arrêtons six(6) câbles dans cette section soient Trois (3) câbles par âme.

 **Tracé du câble « C1 » :**

Le câble N°1 s'ancrera à une distance de **0,125 m** au-dessus du **CDG** de la section :

$$d_0 = 4(0,15 + 0,082) = 0,928 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,281$$

$$l = 4,75 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 1,353 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{4,75^2}{2 \times 1,353} = 8,33 \text{ m} > R_{\min}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante

Donc :

$$R(x=4,75 \text{ m}) = 8,33 \text{ m}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°1 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0,928 + 0,0600x^2 \text{ (m)}$$

 **Tracé du câble « C2 » :**

Le câble N°2 s'ancrera à une distance de **0,125 m** au-dessous du **CDG** de la section.

$$V = 2,406 \text{ m}$$

$$d_0 = 3(0,15 + 0,082) = 0,696 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,531$$

$$l = 4,75 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 1,835 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} = \frac{4,75^2}{2 \times 1,835} = 6,148 \text{ m} > R_{\min}$$

Donc :

$$R(x=4,75 \text{ m}) = 6,148 \text{ m}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N°2 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0,696 + 0,0813x^2$$

✚ **Tracé du câble « C3 » :**

Le câble N° 3 s'ancrera à une distance de 0,375 m au-dessus du **CDG** de la section.

$$V=2,406\text{m}$$

$$d_0= 3 (0,15+0,082)=0,696 \text{ m}$$

$$d1= 2,031\text{m}$$

$$l = 4,75 \text{ m}$$

$$y = d1 - d0 =1,335 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} = \frac{4,75^2}{2 \times 1,335} = 8,45\text{m} \geq R_{\min}$$

Donc :

$$R(x=4,75\text{m})= 8,45\text{m}$$

Alors l'allure de la courbe du câble N° 3 est de la forme suivante :

$$Y(x)= 0,696+0,0592 x^2$$

✚ **Tracé du câble « C4 » :**

Le câble N° 4 s'ancrera à une distance de 0,375 m au-dessous du **CDG** de la section.

$$V=2,406\text{m}$$

$$d_0= 3(0,15+0,082)=0,696 \text{ m}$$

$$d1= 2,781$$

$$l = 4,75 \text{ m}$$

$$y = d1 - d0 =2,085 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} = \frac{4,75^2}{2 \times 2,549} = 5,41 \text{ m} \leq R_{\min}$$

Alors nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m}$$

$$\frac{x^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad Y \leq \frac{x^2}{12}$$

$$Y \leq \frac{4,75^2}{12} \text{ soit } y=1,880 \text{ m}$$

Soit :

$$R(x=4,75\text{m})=6\text{m}$$

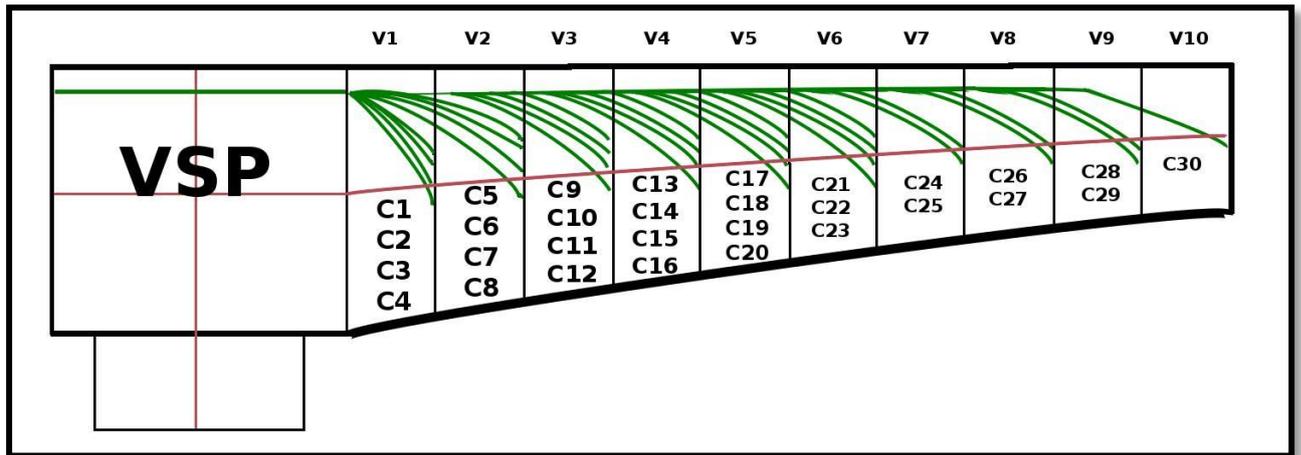
Alors l'allure de la courbe du câble N°2 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0,69 + 0,0924x^2$$

-Les paramètres du tracé des câbles en élévation sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	N° de câbles	L (m)	V (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbure
V1	C1	4,75	2,406	0,928	2,281	1,353	8,338	0,518	0,928+0,0600x <sup>2</sup>
	C2	4,75	2,406	0,696	2,531	1,835	6,148	0,658	0,696+0,0813x <sup>2</sup>
	C3	4,75	2,406	0,696	2,031	1,335	8,450	0,512	0,696+0,0592x <sup>2</sup>
	C4	4,75	2,406	0,696	2,781	2,085	5,411	0,720	0,69+0,0924x <sup>2</sup>
V2	C5	9,5	2,133	0,696	2,008	1,312	34,394	0,269	0,696+ 0,0145x <sup>2</sup>
	C6	9,5	2,133	0,696	2,258	1,562	28,889	0,318	0,696+0,0173x <sup>2</sup>
	C7	9,5	2,133	0,696	1,758	1,062	42,491	0,220	0,696+0,0118x <sup>2</sup>
	C8	9,5	2,133	0,696	2,508	1,812	24,903	0,364	0,696+0,0201x <sup>2</sup>
V3	C9	9,5	1,889	0,464	1,764	1,3	34,712	0,267	0,464+0,0144x <sup>2</sup>
	C10	9,5	1,889	0,464	2,014	1,55	29,113	0,315	0,464+0,0172x <sup>2</sup>
	C11	9,5	1,889	0,464	1,514	1,05	42,976	0,218	0,464+0,0116x <sup>2</sup>
	C12	9,5	1,889	0,464	2,264	1,8	25,069	0,362	0,464+0,0199x <sup>2</sup>
V4	C13	9,5	1,674	0,464	1,549	1,085	41,590	0,225	0,464+0,0120x <sup>2</sup>
	C14	9,5	1,674	0,464	1,799	1,335	33,801	0,274	0,464+0,0148x <sup>2</sup>
	C15	9,5	1,674	0,464	1,299	0,835	54,042	0,174	0,464+0,0093x <sup>2</sup>
	C16	9,5	1,674	0,464	2,049	1,585	28,470	0,322	0,464+0,0176x <sup>2</sup>
V5	C17	9,5	1,487	0,464	1,362	0,898	50,251	0,187	0,464+0,0100x <sup>2</sup>
	C18	9,5	1,487	0,232	1,612	1,38	32,699	0,283	0,232+0,0153x <sup>2</sup>
	C19	9,5	1,487	0,232	1,112	0,88	51,278	0,183	0,232+0,0098x <sup>2</sup>
	C20	9,5	1,487	0,232	1,862	1,63	27,684	0,331	0,232+0,0181x <sup>2</sup>
V6	C21	9,5	1,329	0,232	1,349	1,117	40,398	0,231	0,232+0,0124x <sup>2</sup>
	C22	9,5	1,329	0,232	1,099	0,867	52,047	0,181	0,232+0,0096x <sup>2</sup>
	C23	9,5	1,329	0,232	1,599	1,367	33,010	0,280	0,232+0,0151x <sup>2</sup>
V7	C24	9,5	1,2	0,232	1,075	0,843	53,529	0,176	0,232+0,0093x <sup>2</sup>
	C25	9,5	1,2	0,232	1,325	1,093	41,285	0,226	0,232+0,0121x <sup>2</sup>
V8	C26	9,5	1,099	0,232	0,974	0,742	60,815	0,155	0,232+0,0082x <sup>2</sup>
	C27	9,5	1,099	0,232	1,224	0,992	45,489	0,206	0,232+0,0110x <sup>2</sup>
V9	C28	9,5	1,027	0,232	21:38	0,67	67,351	0,140	0,232+0,0074x <sup>2</sup>
	C29	9,5	1,027	0,232	1,152	0,92	49,049	0,191	0,232+0,0102x <sup>2</sup>
V10	C30	9,5	0,984	0,232	1,109	0,877	51,454	0,183	0,232+0,0097x <sup>2</sup>

**Tableau VII-3 : Les paramètres du tracé des câbles en élévation.**

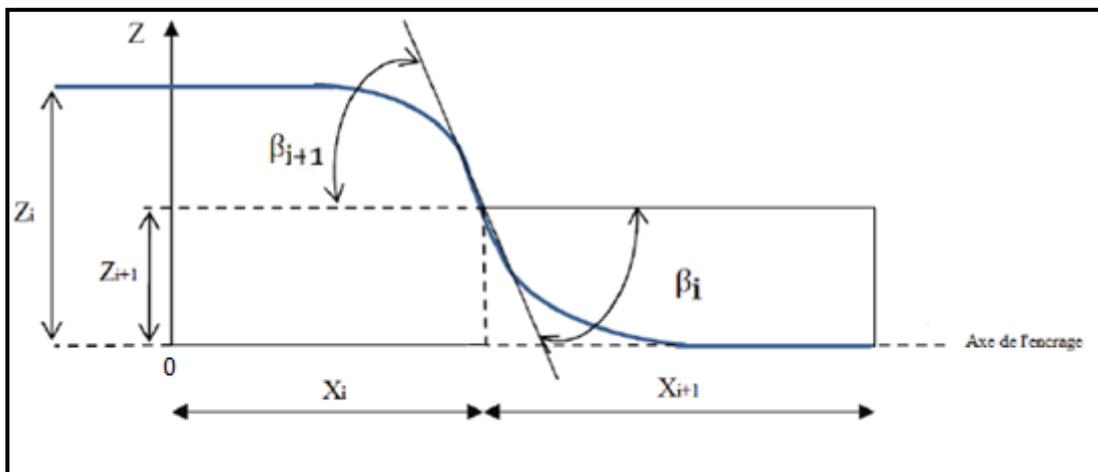


**Figure VII-3 : Tracé des câbles en élévation.**

**VII-1-5-2- 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.



**Figure VII-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 :

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

✚ **Le rayon de courbure:**

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_{i+1} + Z_i)} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} + Z_{i+2})}$$

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

Le tracé des câbles C1, C2, C9 et C18 est confondu avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

❖ **Exemple de calcul :**

**Pour le câble « C3 » :**

$$Z_i = -0,15 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = 0,15/2 = -0,075 \text{ m.}$$

**Equation de la courbe :**

$$Z(x) = -0,15 + (0,15 - 0,075) \left(\frac{x}{4,75}\right)^2 = -0,15 + 0,013 x^2$$

**Le rayon de la courbure :**

$$R_i = \frac{2,375^2}{2(0,075)} = 37,6 \text{ m}$$

**L'inclinaison dans la section intermédiaire :**

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,075)}{(2,375)} = 0,06 \text{ rad}$$

On note que:

$$\beta_i = \beta_{i+1}$$

-Les paramètres du tracé des câbles en plan sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Voussoir	N° câble	L (m)	L1=L 2 (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	β <sub>i</sub> (rad)	Equation. de la courbure (m)
V1	C1	4,75	2,375	0	0	∞	0	0
	C2	4,75	2,375	0	0	∞	0	0
	C3	4,75	2,375	-0,15	-0,075	37,60	0,063	-0,15+ 0,013 x <sup>2</sup>
	C4	4,75	2,375	0,15	0,075	37,60	-0,063	0,15-0,013 x <sup>2</sup>
V2	C5	9,5	4,75	-0,3	-0,15	75,208	0,063	-0,3+0,007 x <sup>2</sup>
	C6	9,5	4,75	0,3	0,15	75,208	0,063	0,3-0,0066 x <sup>2</sup>
	C7	9,5	4,75	-0,45	-0,225	50,139	0,094	-0,45+0,009 x <sup>2</sup>
	C8	9,5	4,75	0,45	0,225	50,139	0,094	0,45-0,009 x <sup>2</sup>
V3	C9	9,5	4,75	0	0	∞	0	0
	C10	9,5	4,75	0,15	0,075	150,416	0,031	0,15-0,013 x <sup>2</sup>
	C11	9,5	4,75	-0,15	-0,075	150,416	0,031	-0,15+ 0,013 x <sup>2</sup>
	C12	9,5	4,75	0,3	0,15	75,208	0,063	0,3-0,0066 x <sup>2</sup>
V4	C13	9,5	4,75	-0,3	-0,15	75,208	0,063	-0,3+0,007 x <sup>2</sup>
	C14	9,5	4,75	0,45	0,225	50,139	0,094	0,45-0,009 x <sup>2</sup>
	C15	9,5	4,75	-0,45	-0,225	50,139	0,094	-0,45+0,009 x <sup>2</sup>
	C16	9,5	4,75	0,6	0,3	37,604	0,126	0,6-0,013 x <sup>2</sup>
V5	C17	9,5	4,75	-0,6	-0,3	37,604	0,126	-0,6+0,013 x <sup>2</sup>
	C18	9,5	4,75	0	0	∞	0	0
	C19	9,5	4,75	-0,15	-0,075	150,416	0,031	-0,15+ 0,013 x <sup>2</sup>
	C20	9,5	4,75	0,15	0,075	150,416	0,031	0,15-0,013 x <sup>2</sup>
V6	C21	9,5	4,75	-0,3	-0,15	75,208	0,063	-0,3+0,007 x <sup>2</sup>
	C22	9,5	4,75	0,3	0,15	75,208	0,063	0,3-0,0066 x <sup>2</sup>
	C23	9,5	4,75	-0,45	-0,225	50,139	0,094	-0,45+0,009 x <sup>2</sup>
V7	C24	9,5	4,75	0,45	0,225	50,139	0,094	0,45-0,009 x <sup>2</sup>
	C25	9,5	4,75	-0,6	-0,3	37,604	0,126	-0,6+0,013 x <sup>2</sup>
V8	C26	9,5	4,75	0,6	0,3	37,604	0,126	0,6-0,013 x <sup>2</sup>
	C27	9,5	4,75	-0,75	-0,375	30,083	0,155	-0,75+0,016 x <sup>2</sup>
V9	C28	9,5	4,75	0,75	0,375	30,083	0,155	0,75-0,016 x <sup>2</sup>
	C29	9,5	4,75	-0,9	-0,45	25,069	0,187	-0,9+0,020 x <sup>2</sup>
V10	C30	9,5	4,75	0,9	0,45	25,069	0,187	0,9-0,020 x <sup>2</sup>

**Tableau VII-4 : Les paramètres du tracé des câbles en plan.**

**VII-1-6- Les pertes de tension :**

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble.

Contrairement au béton armé, on ne peut déterminer de façon réglementaire et précise le taux de travail des aciers de précontrainte, et les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles, et la tension de ce dernier provoque des pertes appelées pertes de précontraintes. D'une manière générale, on désigne sous le nom : perte de précontrainte la différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. On distingue :

- **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 et au non simultanément de mise en tension des câbles.
- **Les pertes différées** : qui se produisent dans un temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

**VII-1-6-1- Les pertes instantanées :**

- ✓ Perte due au frottement de l'acier dans la gaine.
- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- ✓ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

**A. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine:**

Lorsqu'on met une armature en tension celle-ci s'allonge. Il y a donc un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine s'accompagnant inévitablement de contact. Ce dernier va donner lieu, par frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement produisant ainsi une «perte de tension».

La tension à n'importe quel point d'abscisse « x » après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(\alpha f - \varphi x)} \quad (\text{BPEL 91(révisé 99)})$$

Avec :

$\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{p0} = 1488 \text{MPa}$ .

$f$  : Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,02 \text{rd}^{-1}$ .

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0,003 \text{m}^{-1}$ .

$\alpha_t$  : 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 :  $\alpha_t = \alpha + 2\beta$

$\alpha$  : déviation angulaire en élévation.

$2\beta$  : déviation angulaire en plan.

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(\alpha f - \varphi x)})$$

On aura :  $\Delta\sigma_{p0}(x) = 1488 (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$

-Les pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine sont résumées dans le tableau ci-dessous:

	N° câble	x (m)	$\alpha+2\beta$ (rad)	$e^{(0,2\alpha+0,003x)}$	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	$\Delta\sigma_{p0}(x)$ MPa
V1	C1	8,75	0,518	0,87823	1306,80	181,198
	C2	8,75	0,658	0,85398	1270,72	217,281
	C3	8,75	0,638	0,85740	1275,81	212,188
	C4	8,75	0,846	0,82246	1223,83	264,173
V2	C5	13,5	0,395	0,88736	1320,40	167,602
	C6	13,5	0,444	0,87871	1307,52	180,479
	C7	13,5	0,408	0,88506	1316,97	171,031
	C8	13,5	0,552	0,85993	1279,58	208,419
V3	C9	18,25	0,267	0,89749	1335,47	152,530
	C10	18,25	0,377	0,87796	1306,41	181,590
	C11	18,25	0,28	0,89516	1332,00	155,998
	C12	18,25	0,488	0,85869	1277,73	210,273
V4	C13	23	0,351	0,87005	1294,64	193,360
	C14	23	0,462	0,85095	1266,22	221,784
	C15	23	0,362	0,86814	1291,80	196,205
	C16	23	0,574	0,83210	1238,17	249,832
V5	C17	27,75	0,439	0,84278	1254,06	233,944
	C18	27,75	0,283	0,86949	1293,80	194,201
	C19	27,75	0,245	0,87612	1303,67	184,331
	C20	27,75	0,393	0,85057	1265,65	222,354
V6	C21	32,5	0,357	0,84459	1256,75	231,245
	C22	32,5	0,307	0,85308	1269,39	218,614
	C23	32,5	0,468	0,82605	1229,16	258,838
V7	C24	37,25	0,364	0,83148	1237,24	250,760
	C25	37,25	0,478	0,81274	1209,35	278,650
V8	C26	42	0,407	0,81269	1209,29	278,711
	C27	42	0,52	0,79453	1182,27	305,734
V9	C28	46,75	0,454	0,80509	1197,98	290,025
	C29	46,75	0,565	0,78741	1171,67	316,327
V10	C30	51,5	0,557	0,76652	1140,58	347,425
						<b>6775,100</b>

**Tableau VII-5 : Résultats des pertes dues au frottement de chaque câble.**

La somme des pertes dues aux frottements des câbles par âme est :

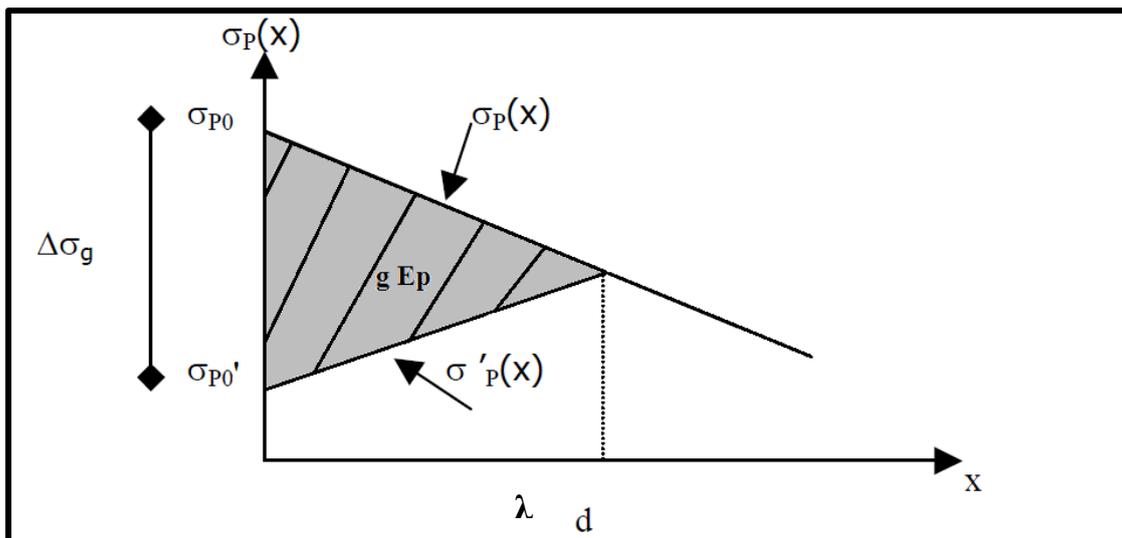
$$\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 6775,100 \text{ Mpa}$$

**B. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages**

**(Recul des ancrages) :**

Ces pertes correspondent à un léger glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage :



**Figure VII-5 : Diagramme des tensions avant et après recul à l'ancrage.**

Les pertes dues au **recul d'ancrage**, 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 :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} K}}$$

**Avec :**

$\lambda$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$\sigma_{p0}$  : Contrainte initiale.

$\sigma'_{p0}$  : Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta \sigma_{p0}$  : La perte de tension.

**g** : L'intensité du recul à l'ancrage, tel que : **g = 0,006 m.**

**E<sub>p</sub>** : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**

**gE<sub>p</sub>** : 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, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne  $\frac{\alpha f}{1}$  sur la longueur  $\lambda$ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} K}} \longrightarrow \begin{cases} \lambda > x \text{ les pertes existent} \\ \lambda < x \text{ les pertes existent} \end{cases}$$

Avec :

$$k = \frac{\alpha f}{1} + \varphi$$

Donc les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_r = 2 \lambda k$$

-Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau ci-dessous:

	N° câble	x (m)	A (rad)	k	λ (m)	Δσ <sub>r</sub> (MPa)
<b>V1</b>	<b>C1</b>	8,75	0,518	0,014840	7,1851	0,213
	<b>C2</b>	8,75	0,658	0,018040	6,5168	0,235
	<b>C3</b>	8,75	0,638	0,017583	6,6009	0,232
	<b>C4</b>	8,75	0,846	0,022337	5,8565	0,262
<b>V2</b>	<b>C5</b>	13,5	0,395	0,008852	9,3032	0,165
	<b>C6</b>	13,5	0,444	0,009578	8,9437	0,171
	<b>C7</b>	13,5	0,408	0,009044	9,2036	0,166
	<b>C8</b>	13,5	0,552	0,011178	8,2789	0,185
<b>V3</b>	<b>C9</b>	18,25	0,267	0,005926	11,3702	0,135
	<b>C10</b>	18,25	0,377	0,007132	10,3648	0,148
	<b>C11</b>	18,25	0,28	0,006068	11,2360	0,136
	<b>C12</b>	18,25	0,488	0,008348	9,5799	0,160
<b>V4</b>	<b>C13</b>	23	0,351	0,006052	11,2511	0,136
	<b>C14</b>	23	0,462	0,007017	10,4487	0,147
	<b>C15</b>	23	0,362	0,006148	11,1632	0,137
	<b>C16</b>	23	0,574	0,007991	9,7913	0,156
<b>V5</b>	<b>C17</b>	27,75	0,439	0,006164	11,1486	0,137
	<b>C18</b>	27,75	0,283	0,005040	12,3297	0,124

	<b>C19</b>	27,75	0,245	0,004766	12,6790	0,121
	<b>C20</b>	27,75	0,393	0,005832	11,4611	0,134
<b>V6</b>	<b>C21</b>	32,5	0,357	0,005197	12,1417	0,126
	<b>C22</b>	32,5	0,307	0,004889	12,5179	0,122
	<b>C23</b>	32,5	0,468	0,005880	11,4146	0,134
<b>V7</b>	<b>C24</b>	37,25	0,364	0,004954	12,4353	0,123
	<b>C25</b>	37,25	0,478	0,005566	11,7317	0,131
<b>V8</b>	<b>C26</b>	42	0,407	0,004938	12,4558	0,123
	<b>C27</b>	42	0,52	0,005476	11,8280	0,130
<b>V9</b>	<b>C28</b>	42	0,454	0,005162	12,1828	0,126
	<b>C29</b>	42	0,565	0,005690	11,6032	0,132
<b>V10</b>	<b>C30</b>	51,5	0,557	0,005163	12,1813	0,126
						4,574

**Tableau VII-6 : Résultats des pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble.**

- o La somme des pertes dues aux reculs d’ancrages des câbles par âme est :

$$\Sigma \Delta \sigma_r = 4,574 \text{ Mpa}$$

**C. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :**

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d’une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s’effectuer que câble par câble, la mise en tension d’un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta \sigma_{bn}(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bn}(\mathbf{x})$$

**Avec :**

**E<sub>ij</sub>**: Module de YOUNG instantané de béton jour j .

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35\,981,7294 \text{ MPa}$$

**E<sub>p</sub>**: Module d’élasticité des aciers de précontrainte.

**σ<sub>n</sub>(x)** : contrainte de compression du béton due à l’ensemble des câbles traversant la section d’abscisse x.

$$\sigma_{bn}(\mathbf{x}) = n \sigma_b(\mathbf{x}) \quad \text{tel que :} \quad \sigma_b(\mathbf{x}) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

**P**: Effort de précontrainte réelle après pertes par frottement ;

$$P = p_i - \Delta\sigma_{p0}(x)$$

**n**: nombre de câbles

**M**: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

-Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau ci-dessous:

N° de voussoirs	P <sub>FINAL</sub> (t)	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	σ <sub>b</sub> (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>bn</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Δσ <sub>b</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Δσ <sub>bn</sub> (MPa)
V1	11410,716	14,072	2,256	71,475	34357,863	538,9523	2155,809	5691,830	55,837
V2	9911,792	13,218	1,983	54,365	26674,409	493,8362	1975,345	5215,362	51,163
V3	8324,672	12,454	1,739	41,372	21974,48	353,2734	1413,094	3730,890	36,600
V4	6599,621	11,78	1,524	31,628	13908,275	374,7049	1498,819	3957,226	38,820
V5	5011,921	11,196	1,337	24,419	12597,479	124,8029	499,211	1318,033	12,930
V6	3627,492	10,702	1,179	19,172	8933,271	52,6013	157,804	416,638	4,087
V7	2618,041	10,297	1,05	15,433	5908,314	39,3018	117,905	311,297	3,053
V8	1794,325	9,982	0,949	12,854	1996,921	158,0424	316,085	834,536	8,187
V9	982,766	9,758	0,877	11,183	1679,453	36,5981	73,196	193,255	1,895
V10	338,012	9,623	0,834	10,246	441,419	22,1412	22,141	58,458	0,573
									<b>213,1470</b>

**Tableau VII-7 : Résultats Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.**

- o La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

✚ Conclusion :

Les pertes instantanées sont égales à :

$$\Sigma\Delta\sigma_{bn} = 213,1470\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{p0} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{bn}$$

$$\Delta\sigma_{inst}=6775,100+4,574+213,147$$

$$\Sigma\Delta\sigma_{inst} = 6992,821\text{MPa}$$

### VII-1-6-2- Les pertes différées:

- ✓ Pertes dus au retrait du béton.
- ✓ Pertes dus au fluage du béton.
- ✓ Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte.

#### A. Pertes dus 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 :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t) \quad \text{tel que} \quad \varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$$

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 :

$$\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2 \times 10^{-4} =$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ MPa.}$$

#### B. 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 :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} x \sigma_b(x) \quad \text{tel que} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

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 voussoir	P (t)	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	M (t.m)	$\sigma_b$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_b$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
VSP	12052,800	33,19	2,325	96,586	40822,821	55,0249	726,392	7,126
V1	11410,716	14,072	2,256	71,475	34357,863	538,9523	7114,787	69,796
V2	9911,792	13,218	1,983	54,365	26674,409	493,8362	6519,203	63,953
V3	8324,672	12,454	1,739	41,372	21974,48	353,2734	4663,613	45,750
V4	6599,621	11,78	1,524	31,628	13908,275	374,7049	4946,533	48,525
V5	5011,921	11,196	1,337	24,419	12597,479	124,8029	1647,541	16,162
V6	3627,492	10,702	1,179	19,172	8933,271	52,6013	694,397	6,812
V7	2618,041	10,297	1,05	15,433	5908,314	39,3018	518,829	5,090
V8	1794,325	9,982	0,949	12,854	1996,921	158,0424	2086,341	20,467
V9	982,766	9,758	0,877	11,183	1679,453	36,5981	483,137	4,740
V10	338,012	9,623	0,834	10,246	441,419	22,1412	292,289	2,867
								<b>291,289</b>

**Tableau VII-8 : Résultats Pertes dues au fluage du béton.**

- o La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\Delta\sigma_{fl} = 291,289 \text{ MPa}$$

### C. 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 ;  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ .

$\rho_{1000}$  : 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° câble	$\Delta\sigma_{inst}$	$\sigma_{pi}(x)$	$\Delta\sigma_{rlx}(x)$
V1	C1	237,248	1250,752	45,486
	C2	273,353	1214,647	40,637
	C3	268,257	1219,743	41,308
	C4	320,272	1167,728	34,648
V2	C5	218,930	1269,070	48,027
	C6	231,813	1256,187	46,235
	C7	222,360	1265,640	47,547
	C8	259,767	1228,233	42,437
V3	C9	189,265	1298,735	52,257
	C10	218,338	1269,662	48,110
	C11	192,734	1295,266	51,755
	C12	247,033	1240,967	44,151
V4	C13	232,316	1255,684	46,165
	C14	260,751	1227,249	42,305
	C15	235,162	1252,838	45,773
	C16	288,808	1199,192	38,625
V5	C17	247,011	1240,989	44,154
	C18	207,255	1280,745	49,675
	C19	197,382	1290,618	51,085
	C20	235,418	1252,582	45,738
V6	C21	235,458	1252,542	45,732
	C22	222,823	1265,177	47,483
	C23	263,059	1224,941	41,998
V7	C24	253,937	1234,063	43,218
	C25	281,835	1206,165	39,528
V8	C26	287,021	1200,979	38,855
	C27	314,051	1173,949	35,422
V9	C28	292,047	1195,953	38,208
	C29	318,355	1169,645	34,886
V10	C30	348,125	1139,876	31,262
				<b>1302,710</b>

***Tableau VII-9 : Résultats Pertes dues à la relaxation de l'acier.***

- o La somme des pertes dues à la relaxation de l'acier est :

$$\Delta\sigma_{rlx} = 1302,710 \text{ MPa}$$

#### ✚ 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 perte . la perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 38 + 291,289 + 5/6 (1302,710) = 1414,881 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 1414,881 \text{ MPa}$$

#### VII-1-6-3-Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 6992,821 + 1414,881 = 8407,702 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 8407,702 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{8407,702}{30 \times 1488} = 18,83765 = \mathbf{18,83\%}$$

#### ✚ Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les à câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (60 câble de 12T15s)

**VII-1-7- Vérification des contraintes :**

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M||V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M||V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$\sigma_{sup}$  : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{inf}$  : 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.

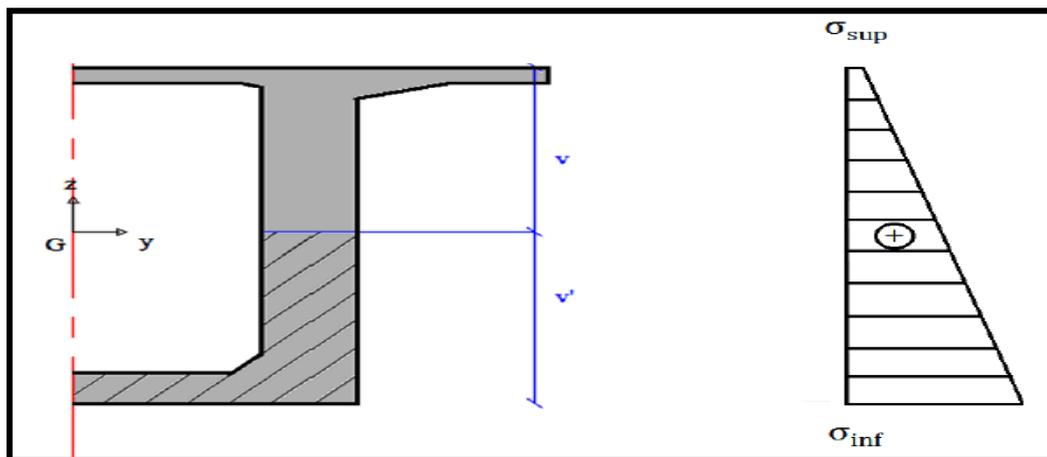
$\sigma_{bt}$  : Contrainte admissible de traction

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa (Car on est en classe I)}$$



**Figure VII-6 : Diagramme des contraintes.**

Voussoirs	x (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	e (m)	P (t)	M (t.m)	$\sigma_{S_{sup}}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Inf}$ (MPa)	OBS
1/2 VSP	0	96,586	33,19	3,525	2,475	2,325	12052,8	40822,821	772,373	7,57697976	830,296	8,145	Vérifiée
V1	8,75	71,475	14,072	3,594	2,406	2,256	12052,8	34357,863	1366,097	13,4014136	1216,877	11,938	Vérifiée
V2	13,5	54,365	13,218	3,297	2,133	1,983	10445,76	26674,409	1193,138	11,7046829	1151,744	11,299	Vérifiée
V3	18,25	41,372	12,454	3,031	1,889	1,739	8838,72	21974,48	1007,945	9,88793824	1193,528	11,709	Vérifiée
V4	23	31,628	11,78	2,796	1,674	1,524	7231,68	13908,275	814,459	7,98984577	869,130	8,526	Vérifiée
V5	27,75	24,419	11,196	2,593	1,487	1,337	5624,64	12597,479	617,807	6,06068182	1041,531	10,217	Vérifiée
V6	32,5	19,172	10,702	2,421	1,329	1,179	4017,6	8933,271	425,258	4,17177958	905,334	8,881	Vérifiée
V7	37,25	15,433	10,297	2,280	1,2	1,05	2812,32	5908,314	284,054	2,78656962	709,734	6,962	Vérifiée
V8	42	12,854	9,982	2,171	1,099	0,949	2008,8	1996,921	192,483	1,88825822	216,539	2,124	Vérifiée
V9	46,75	11,183	9,758	2,093	1,027	0,877	1205,28	1679,453	109,903	1,07814357	240,009	2,354	Vérifiée
V10	49,125	10,246	9,623	2,046	0,984	0,834	401,76	441,419	35,345	0,34673472	62,987	0,618	Vérifiée

Les contraintes dans le demi-fléau sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau VII-10 : Vérification des contraintes en construction.**

### Remarque :

D'après le tableau des vérifications des contraintes en construction, on remarque que les contraintes trouvées à la fibre inférieure et supérieure sont inférieures aux contraintes admissibles ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

## VII-2- Étude de la précontrainte de continuité :

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux.

### VII-2-1- Détermination de la précontrainte de continuité:

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$P \left( \frac{1}{S} + \frac{e' V'}{I} \right) - \frac{M V'}{I} = 0 \longrightarrow P = \frac{\frac{M V'}{I}}{\left( \frac{1}{S} + \frac{e' V'}{I} \right)}$$

**Avec :**

**P:** effort de précontrainte.

**M:** moment maximal.

**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.

### VII-2-2- Détermination du nombre de câbles de continuités:

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 :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

**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.

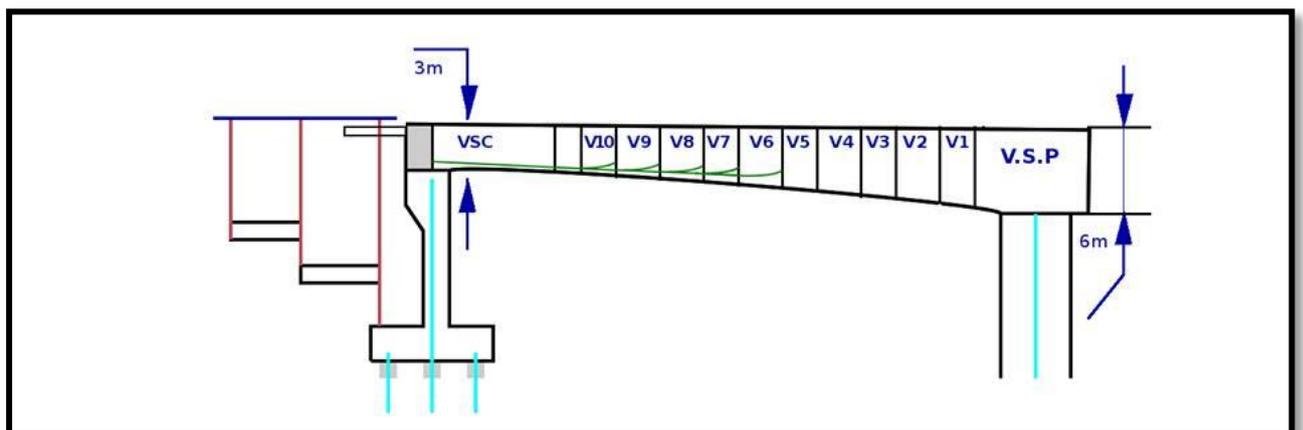
$$P = \frac{\frac{M V'}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e' V'}{I}\right)} \quad N_i = \frac{P_i}{P_0}$$

**VII-2-2-1- 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	P Réelle
V6	32,5	10,70	19,172	1,329	2,421	2,271	4026,390	1552,746	7,73	8	1607,04
V7	37,25	10,30	15,433	1,2	2,28	2,13	6407,870	2581,051	12,85	14	2812,32
V8	42	9,98	12,854	1,099	2,171	2,021	8001,070	3294,805	16,40	18	3615,84
V9	46,75	9,76	11,183	1,027	2,093	1,943	8960,580	3727,582	18,56	20	4017,6
V10	51,5	9,62	10,246	0,984	2,046	1,896	8902,920	3718,622	18,51	20	4017,6
VSC	53,5	9,58	9,945	0,97	2,03	1,88	8711,860	3642,864	18,13	20	4017,6
VS <sub>Culée</sub>	73	9,58	9,945	0,97	2,03	1,88	0,600	0,251	0,00	20	4017,6

**Tableau VII-11 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée de rive)**



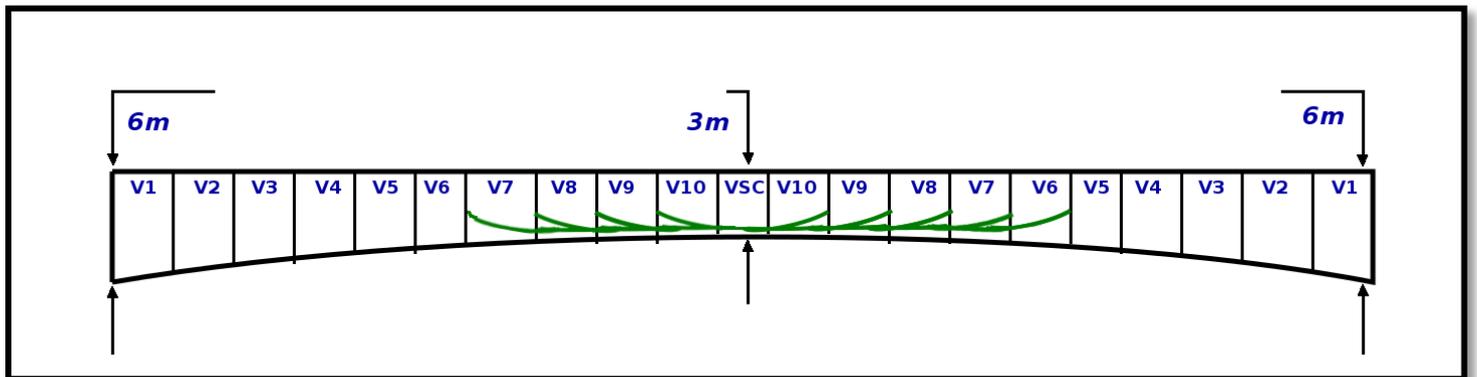
**Figure VII-7 : Tracé des câbles de continuité pour la travée de rive.**

**VII-2-2-2- 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	P Réelle
V7	32,5	10,297	15,433	1,2	1,8	1,65	1789,22	720,687	3,58	4	803,52
V8	37,25	9,982	12,854	1,099	1,901	1,751	5179,46	2132,878	10,61	12	2410,56
V9	42	9,758	11,183	1,027	1,973	1,823	7784,84	3238,476	16,12	18	3615,84
V10	46,75	9,623	10,246	0,984	2,016	1,866	9622,74	4019,280	20,00	22	4419,36
VSC	48,75	9,578	9,945	0,97	2,03	1,88	10604,29	4434,184	22,07	24	4821,12
V10	53,5	9,623	10,246	0,984	2,016	1,866	10917,41	4560,045	22,70	24	4821,12
V9	58,25	9,758	11,183	1,027	1,973	1,823	10618,81	4417,402	21,99	22	4419,36
V8	63	9,982	12,854	1,099	1,901	1,751	9185,88	3782,704	18,83	20	4017,6
V7	67,75	10,297	15,433	1,2	1,8	1,65	6574,88	2648,321	13,18	14	2812,32
V6	72,5	10,702	19,172	1,329	1,671	1,521	2847,50	1098,116	5,46	6	1205,28

**Tableau VII-12 : Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire)**



**Figure VII-8 : Tracé des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.**

**VII-2-3- 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 :

**VII-2-3-1- Travée de rive :**

Voussoir	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V6	845,367	0,4306	0,561	846,359	7,408	196,396
V7	581,262	0,3126	2,084	583,659	27,514	154,833
V8	362,265	0,2034	4,565	376,033	60,264	106,882
V9	174,779	0,1010	1,866	176,746	24,633	54,374
V10	92,946	0,0959	1,349	94,391	17,803	66,969
$\Sigma$	2056,619	1,1435	10,425	2077,188	137,622	579,454

***Tableau VII-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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 137,622 + 5/6 (579,454) = 658,500 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 658,500 \text{ MPa}$$

**Calcul des pertes totales :**

Les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 2077,188 + 658,5 = 2735,688 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 2726,688 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

D'abord il faut déterminer le nombre de câbles par âme qui est :

$$\frac{N}{2} = \frac{20}{2}$$

Avec :

N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{2735,688}{10 \cdot 1488} = 0,18385 = 18,39\% \leq 25\% \quad \longrightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

**✚ 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 (**20 câble de 12T15s**).

**VII-2-3-2- Travée intermédiaire :**

Voussoir	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_{bn}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{int}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
V7	283,709	0,212	0,902	284,823	4,511	106,329
V8	467,695	0,453	0,065	468,213	7,835	119,307
V9	205,61	0,357	5,411	211,378	27,057	127,330
V10	73,042	0,237	12,404	85,683	62,019	80,183
VSC	25,857	0	17,215	43,072	86,073	76,245
V10	60,31	0,211	12,68	73,201	63,398	72,293
V9	73,561	0,124	9,943	83,628	49,715	82,562
V8	214,756974	0,324	9,41	224,490974	47,052	92,058
V7	484,593	0,333	2,526	487,452	12,632	101,597
V6	500,384	0,349	5,383	506,116	26,917	125,781
$\Sigma$	2389,518	2,6	75,94	2468,05797	387,209	983,685

***Tableau VII-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

$$\Delta\sigma_d = 38 + 387,209 + 5/6 (983,685) = 1244,947 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_d = 1244,947 \text{ MPa}$$

**Calcul des pertes totales :**

les pertes totales sont :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$$

$$\Delta\sigma_T = 2389,518 + 1826,546 = 3634,465 \text{ MPa}$$

$$\Sigma\Delta\sigma_T = 3634,465 \text{ MPa}$$

=>Donc on a un pourcentage de perte égale à :

$$\text{Le nombre de câbles par ame est : } \frac{N}{2} = \frac{20}{2}$$

Avec N : le nombre des câbles totaux de précontrainte.

$$\Delta\sigma_T \% = 100 \frac{3634,465}{10 \cdot 1488} = 0,24425 = 24,425\% \leq 25\% \quad \longrightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

✚ **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 (**24 câble de 12T15s**).

**VII-2-4- Vérification des contraintes en phase de service :**

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 :

$$\underline{\text{A l'ELS}} : \begin{cases} \text{A vide} & : G + \text{CCP} \\ \text{En charge} & : G + D_{240} \end{cases}$$

**À vide (sous  $M_{\min}$ ) :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\min}| |V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{\min}| |V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**À vide (sous  $M_{\max}$ ) :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{\max}| |V|}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{Pe|V'|}{I} + \frac{|M_{\max}| |V'|}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**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'** : excentricité.

**I** : le moment d'inertie de la section.

**$M_{\max}$** : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D<sub>240</sub>,

**$M_{\min}$**  : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

**V**: Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

**V'** : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\sigma_{bt}$  : Contrainte admissible de traction

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

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**)

**VII-2-4-1- Vérification de la travée de rive :****A. Vérification A vide**

Voussoirs	x (m)	I (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	$\sigma_{sup}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Inf}$ (MP)	OBS
V6	32,5	19,172	10,702	2,421	1,329	1,521	1607,04	2982,51	635,591	6,235	563,830	5,531	Vérifiée
V7	37,25	15,433	10,297	2,280	1,2	1,65	2812,32	4746,57	1133,405	11,119	662,714	6,501	Vérifiée
V8	42	12,854	9,982	2,171	1,099	1,751	3615,84	5926,72	1518,009	14,892	739,532	7,255	Vérifiée
V9	46,75	11,183	9,758	2,093	1,027	1,823	3615,84	6539,76	1638,396	16,073	523,117	5,132	Vérifiée
V10	51,5	10,246	9,623	2,046	0,984	1,896	4017,6	6594,75	1801,292	17,671	584,716	5,736	Vérifiée
VSC	53,5	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4017,6	6528,15	1818,582	17,840	574,917	5,640	Vérifiée
VS <sub>Culée</sub>	73	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4017,6	0,44	1156,206	11,342	574,917	5,640	Vérifiée

**Tableau VII-15 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmin : (G + CCP).**

## B. 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)	$\sigma_{sup}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Inf}$ (MP)	OBS
V6	32,5	19,172	10,702	2,421	1,329	1,521	1607,04	2982,51	609,899	5,983	141,226	1,385	Vérifiée
V7	37,25	15,433	10,297	2,280	1,2	1,65	2812,32	4746,57	1107,966	10,869	291,335	2,858	Vérifiée
V8	42	12,854	9,982	2,171	1,099	1,751	3615,84	5926,72	1493,754	14,654	382,873	3,756	Vérifiée
V9	46,75	11,183	9,758	2,093	1,027	1,823	3615,84	6539,76	1616,335	15,856	256,567	2,517	Vérifiée
V10	51,5	10,246	9,623	2,046	0,984	1,896	4017,6	6594,75	1782,396	17,485	389,427	3,820	Vérifiée
VSC	53,5	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4017,6	6528,15	1792,895	17,588	396,402	3,889	Vérifiée
VS <sub>Culée</sub>	73	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4017,6	0,44	1156,206	11,342	1662,381	16,308	Vérifiée

**Tableau VII-16 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous Mmax : (G + D240).**

**VII-2-4-2- Vérification de la travée intermédiaire :****A. Vérification A vide :**

Voussoirs	x (m)	I (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	e' (m)	P (t)	M (t.m)	$\sigma_{sup}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Inf}$ (MP)	OBS
V7	32,5	15,433	10,297	2,28	1,2	2,13	803,52	1820,07	352,633	3,459	61,994	0,608	Vérifiée
V8	37,25	12,854	9,982	2,171	1,099	2,021	2410,56	3918,82	993,072	9,742	402,436	3,948	Vérifiée
V9	42	11,183	9,758	2,093	1,027	1,943	3615,84	5436,09	1514,979	14,862	668,038	6,553	Vérifiée
V10	46,75	10,246	9,623	2,046	0,984	1,896	4419,36	6383,09	1876,974	18,413	857,830	8,415	Vérifiée
VSC	48,75	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4821,12	6785,27	2049,206	20,103	968,434	9,500	Vérifiée
V10	53,5	10,246	9,623	2,016	0,984	1,896	4821,12	6797,43	2017,781	19,794	933,631	9,159	Vérifiée
V9	58,25	11,183	9,758	2,093	1,027	1,943	4419,36	6382,9	1827,652	17,929	865,379	8,489	Vérifiée
V8	63	12,854	9,982	2,171	1,099	2,021	4017,6	5435,74	1561,446	15,318	855,775	8,395	Vérifiée
V7	67,75	15,433	10,297	2,28	1,2	2,13	2812,32	3918,32	1043,565	10,237	579,216	5,682	Vérifiée
V6	72,5	19,172	10,702	2,421	1,329	2,271	1205,28	1819,68	428,504	4,204	228,483	2,241	Vérifiée

**Tableau VII-17 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous  $M_{min}$  : (G +CCP).**

## B. 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)	$\sigma_{sup}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Inf}$ (MP)	OBS
V7	32,5	15,433	10,297	2,28	1,2	2,13	803,52	1325,35	314,166	3,082	135,082	1,325	Vérifiée
V8	37,25	12,854	9,982	2,171	1,099	2,021	2410,56	3836,64	986,046	9,673	416,316	4,084	Vérifiée
V9	42	11,183	9,758	2,093	1,027	1,943	3615,84	5766,55	1545,327	15,160	606,190	5,947	Vérifiée
V10	46,75	10,246	9,623	2,046	0,984	1,896	4419,36	7127,96	1948,509	19,115	709,088	6,956	Vérifiée
VSC	48,75	9,945	9,578	2,03	0,97	1,88	4821,12	7652,33	2133,776	20,932	791,447	7,764	Vérifiée
V10	53,5	10,246	9,623	2,016	0,984	1,896	4821,12	7986,97	2141,625	21,00	679,901	6,670	Vérifiée
V9	58,25	11,183	9,758	2,093	1,027	1,943	4419,36	7865,79	1963,835	19,265	587,843	5,767	Vérifiée
V8	63	12,854	9,982	2,171	1,099	2,021	4017,6	6804,36	1678,461	16,466	624,619	6,128	Vérifiée
V7	67,75	15,433	10,297	2,28	1,2	2,13	2812,32	4870,28	1117,585	10,964	438,578	4,302	Vérifiée
V6	72,5	19,172	10,702	2,421	1,329	2,271	1205,28	2109,26	448,577	4,401	191,916	1,883	Vérifiée

**Tableau VII-18 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous  $M_{max}$  : (G + D240).**

# CHAPITRE VIII

*Etude transversale*

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

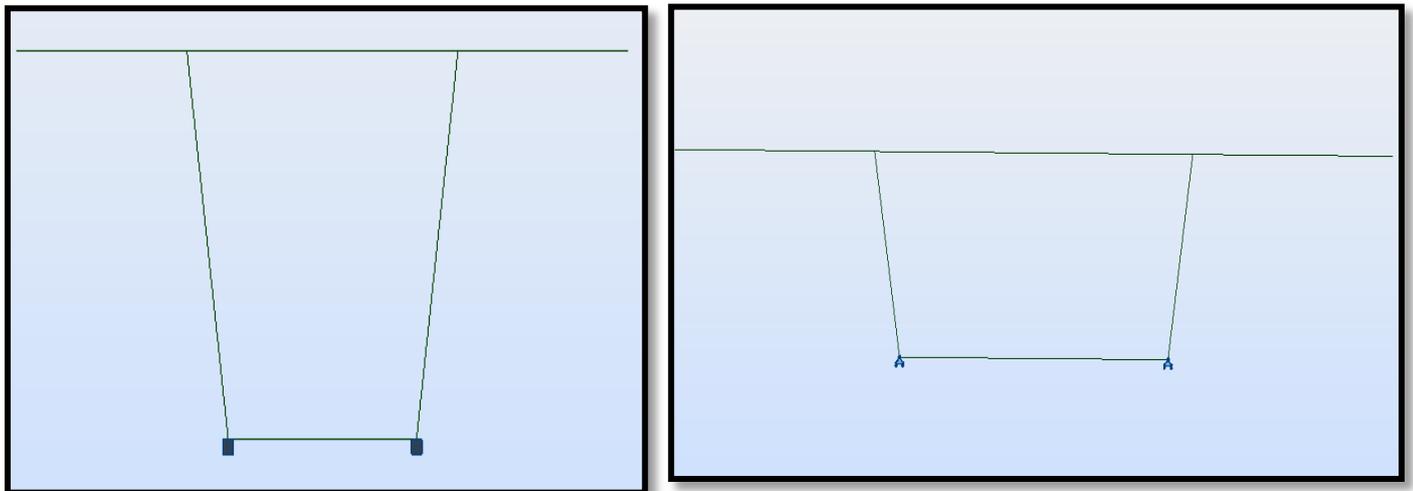
À cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

### **VIII-1- Modélisation :**

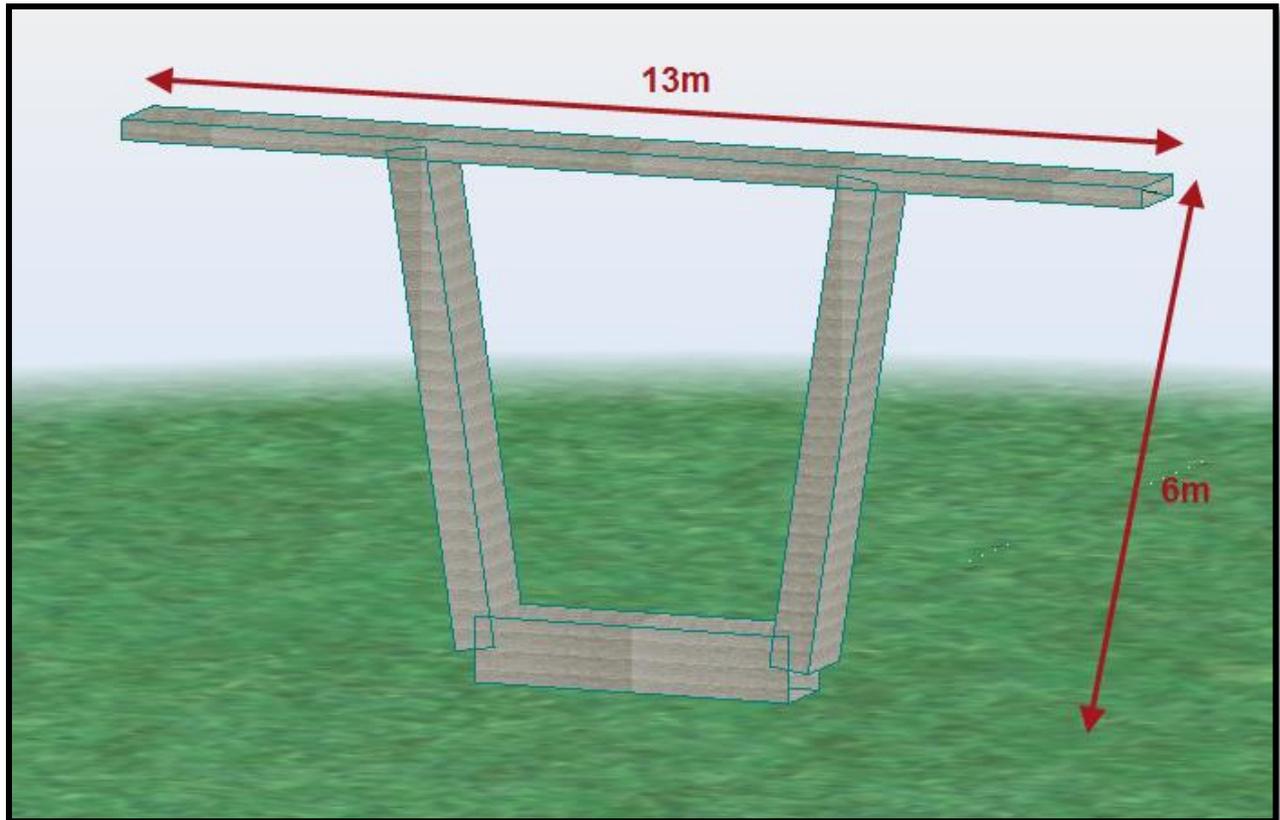
La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre). Les conditions d'appuis sont comme suite :

- ✓ **Le voussoir sur pile** : au niveau de l'hourdis inférieur par encastrement linéaire
- ✓ **Le voussoir sur culée** : au niveau de l'hourdis inférieur par des appuis simple.

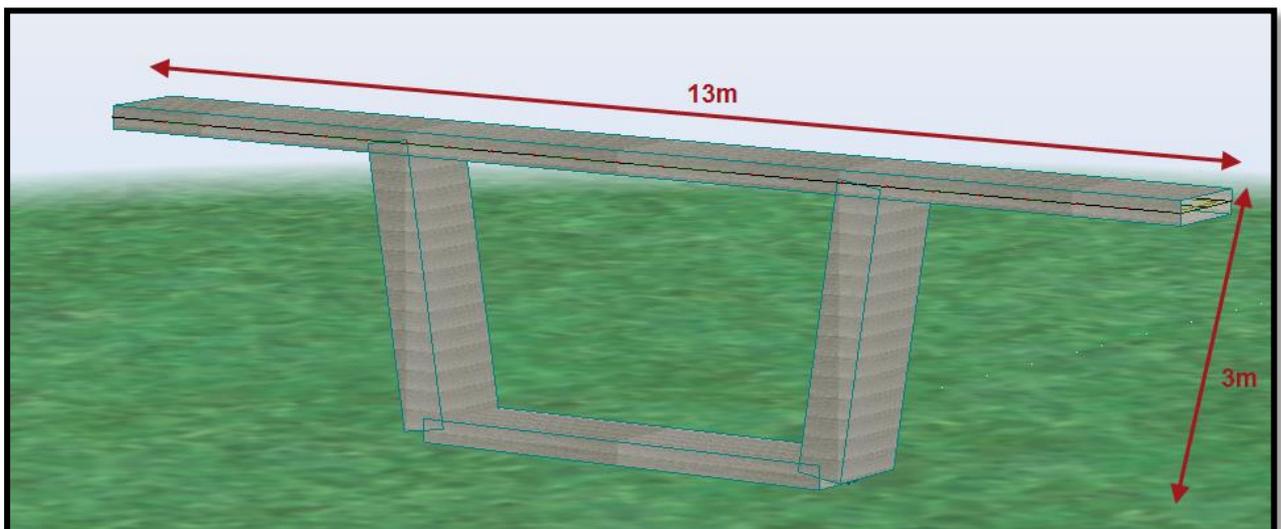
On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie



**Figure VIII-1 : condition d'appuis des voussoirs .**



*Figure VIII-2 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural .*



*Figure VIII-3 : Vue en 3D du voussoir à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.*

**VIII-2- Définition des charges :**

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

**VIII-2-1- Charges permanentes :****VIII-2-1-1- Poids propre « G »:**

Le poids propre est pris automatiquement par le logiciel.

**VIII-2-1-2- 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 t/m<sup>3</sup>**.

On a la largeur roulable : **L<sub>r</sub> = 1 m**.

$$P_{rev} = (0,08 \times 1 \times 2,4) = \mathbf{0,192 \text{ t/ml}}$$

**VIII-2-1-3- Poids propre des trottoirs et corniche :**

Pour le trottoir à droite  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,3362 = \mathbf{0,840 \text{ t/ml}}$  Pour le trottoir à gauche  $P(\text{tr}+\text{corniche}) = 2,5 \times 0,1684 = \mathbf{0,421 \text{ t/ml}}$ . D'où le poids de trottoirs +corniche est :

$$P_T(\text{tr}+\text{corniche}) = \mathbf{1,261 \text{ t/ml}}$$

**VIII-2-1-4- Garde-corps:**

Le poids d'un garde-corps est estimé **0,1 t/ml**.

Donc :  $P_{gc} = \mathbf{0,1 \text{ t}}$  (le fascicule 61, titre II a)

**VIII-2-1-5- 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 :

$$P_{gs} = \mathbf{0,06 \text{ t}} \cdot P_{gs} = \mathbf{0,12 \text{ t/ml}} \longrightarrow \text{(deux glissière)}.$$

**VIII-2-2- 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.

**VIII-2-2-1-Système de charge A :**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1,86 \text{ t/ml}$$

**VIII-2-2-2- Système de charge « Bc » :**

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,059$   
Charge ponctuelle de  $\delta_{bc} = 6 \times 1.059 = 6,354 \text{ t}$

**VIII-2-2-3-Système de charge « Bt » :**

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique :  $\delta = 1,031$   
Charge ponctuelle de  $16 \times 1.031 = 16,496 \text{ t}$

**VIII-2-2-4-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  $\delta = 1,039$  et vaut **9,36 t/m**

**VIII-2-2-5-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.

**VIII-3-Les combinaisons d'actions :**

Les combinaisons de charges ont adoptées pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaisons	<b>1.35G +1.6 (A(I) + St)</b>	<b>G + 1.2 (A(I) +St)</b>
Combinaisons	<b>1.35G +1.6 (Bc+St)</b>	<b>G + 1.2 (Bc + St)</b>
Combinaisons	<b>1.35G +1.6 (Bt+ St)</b>	<b>G + 1.2 (Bt + St)</b>
Combinaisons	<b>1.35 G + 1.6 Mc120</b>	<b>G + 1,2 Mc120</b>
Combinaisons	/	<b>G + 1,2 (Bt + St )+ 0,5 Δt</b>
Combinaisons	/	<b>G +1.2 (Bc +St) +0.5Δt</b>

**Tableau VIII-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.

### VIII-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 :

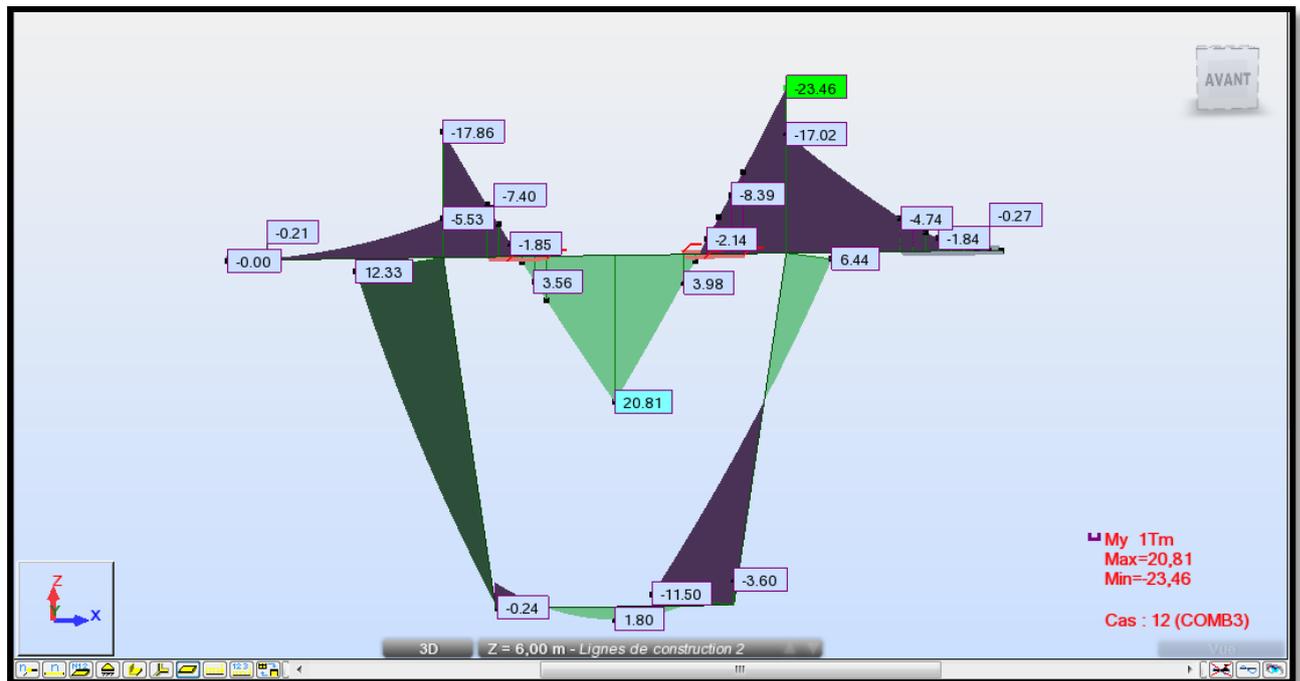
$$A \text{ P'ELU: } 1,35G + 1,6 (Bt + St)$$

$$A \text{ P'ELS: } G + 1,2 (Bt + St)$$

Nous donnons ci-dessous quelques diagrammes des efforts obtenus par le logiciel:

#### VIII-4-1- Section sur pile :

##### VIII-4-1-1-A P'ELU :



***Figure VIII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]***

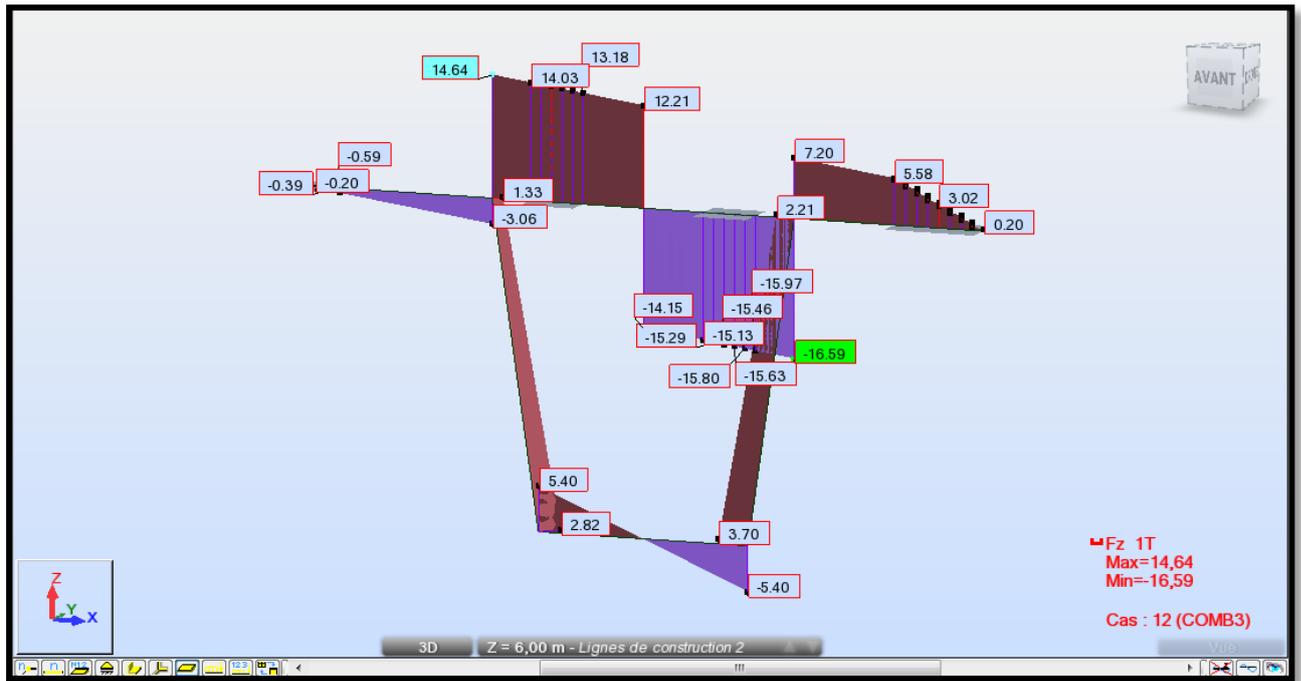


Figure VIII-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].

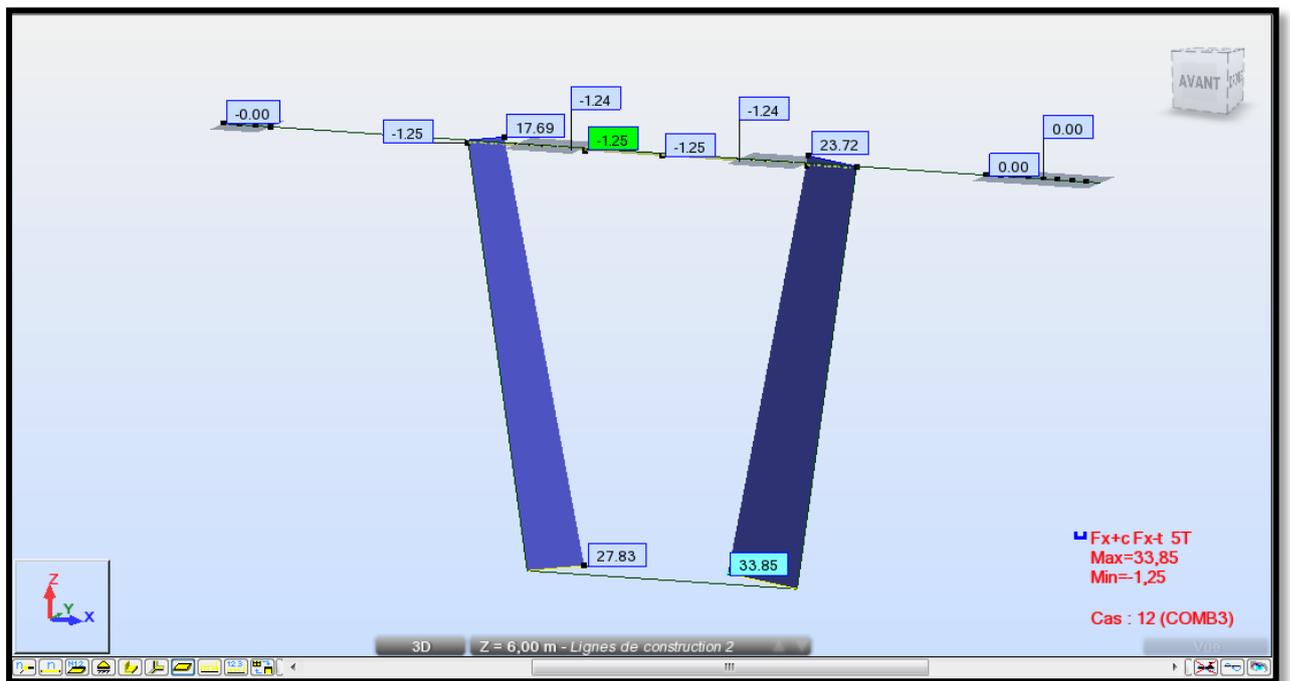


Figure VIII-6 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU [t].

VIII-4-1-2- A l'ELS :

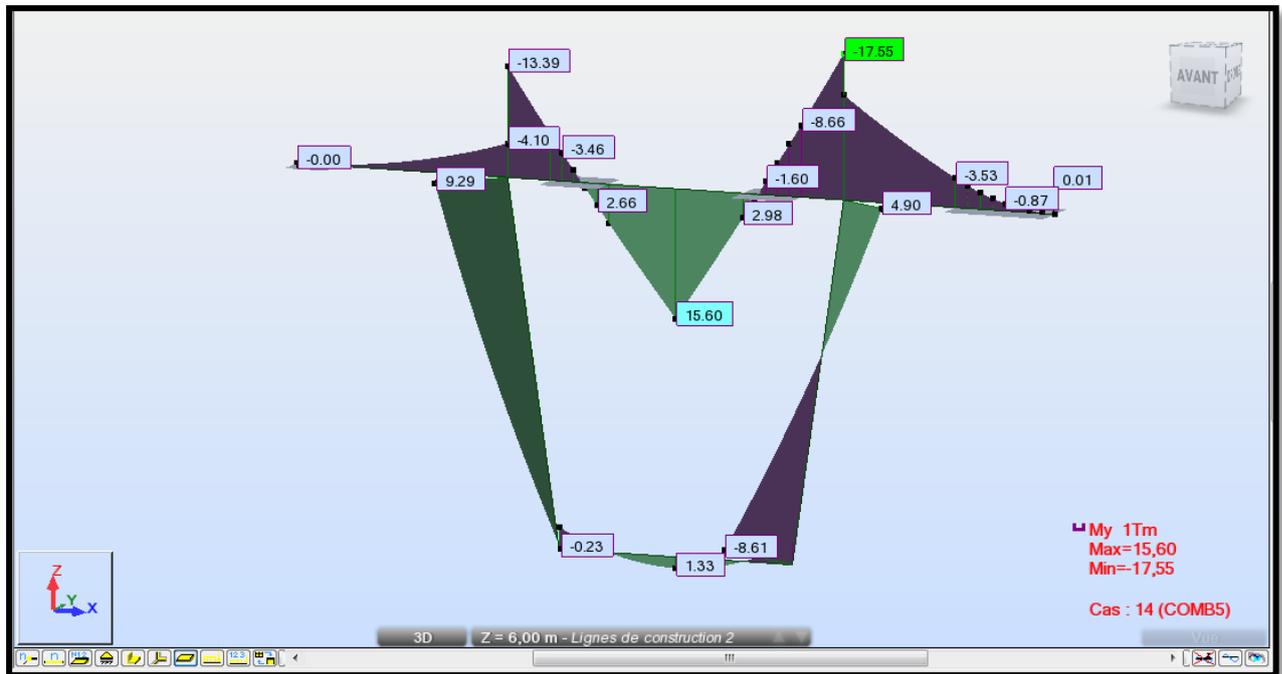


Figure VIII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]

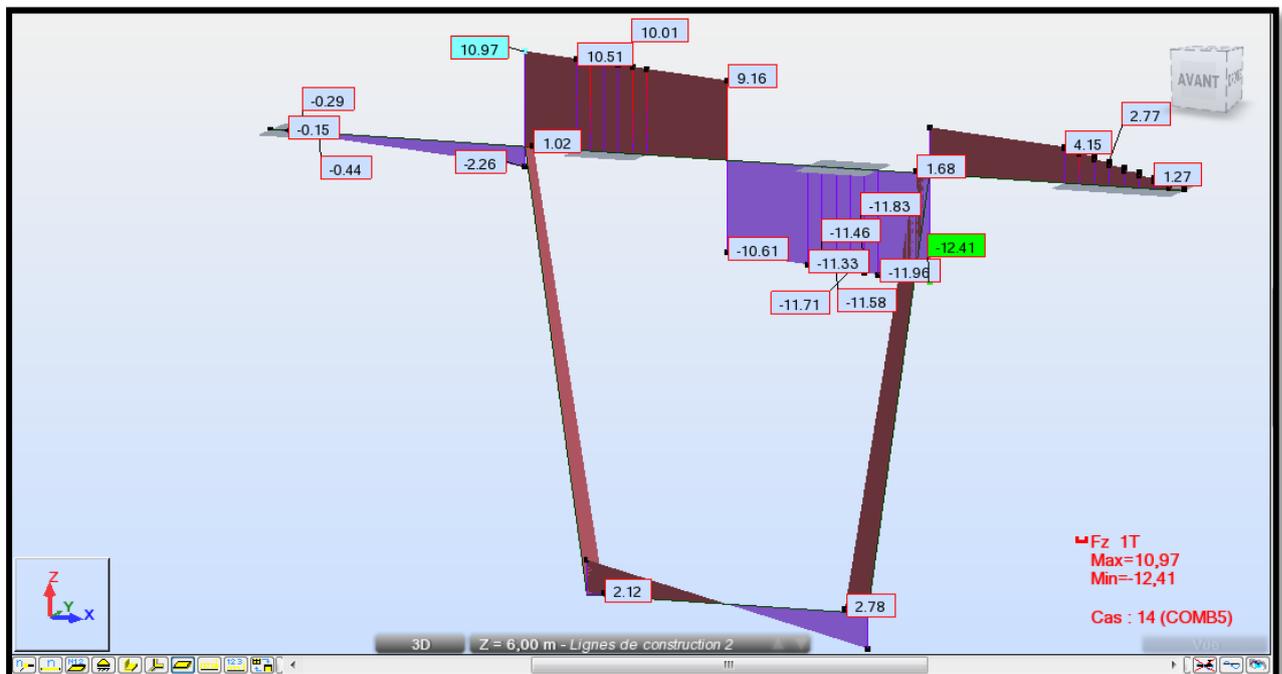


Figure VIII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].

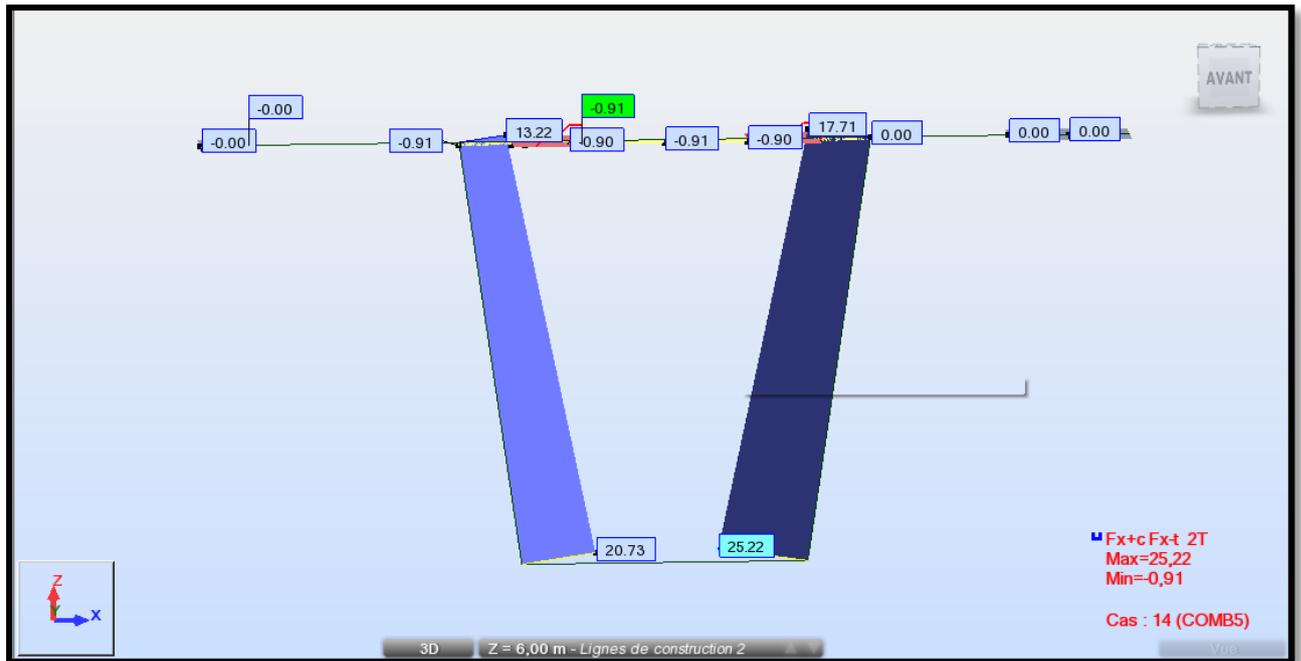


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS [t].

VIII-4-2- Section à la clé :

VIII-4-2-1- A L'ELU :

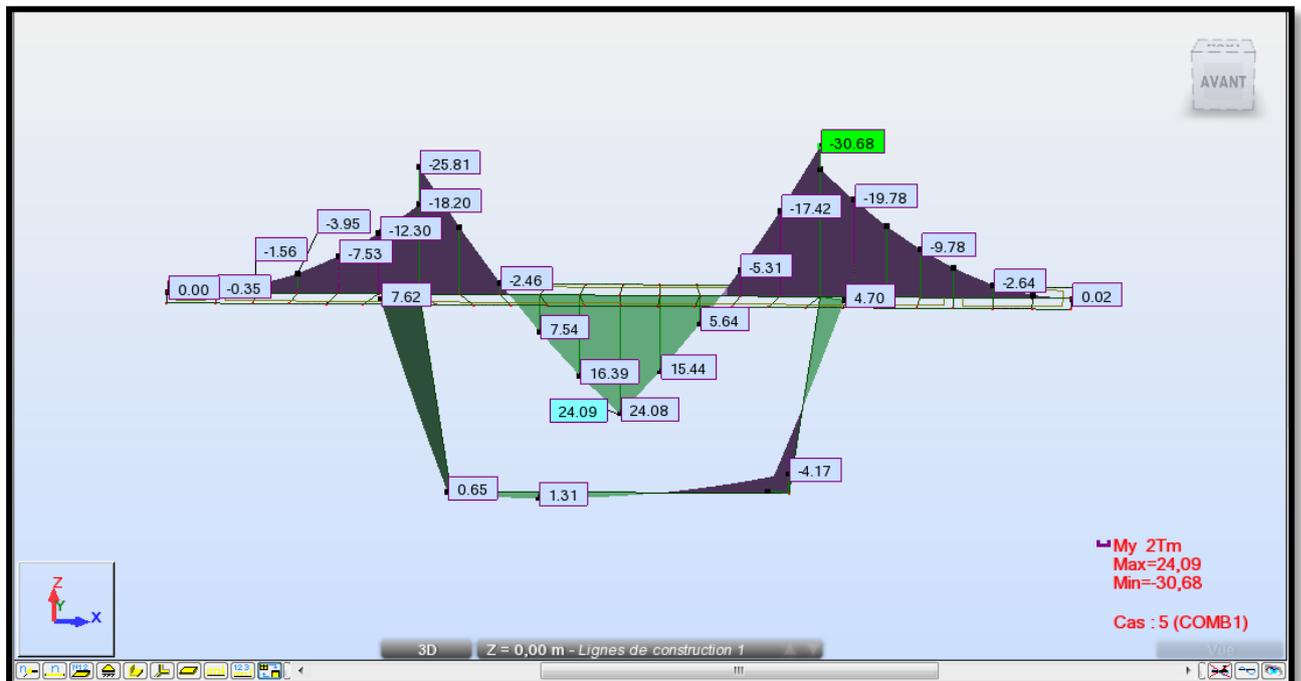
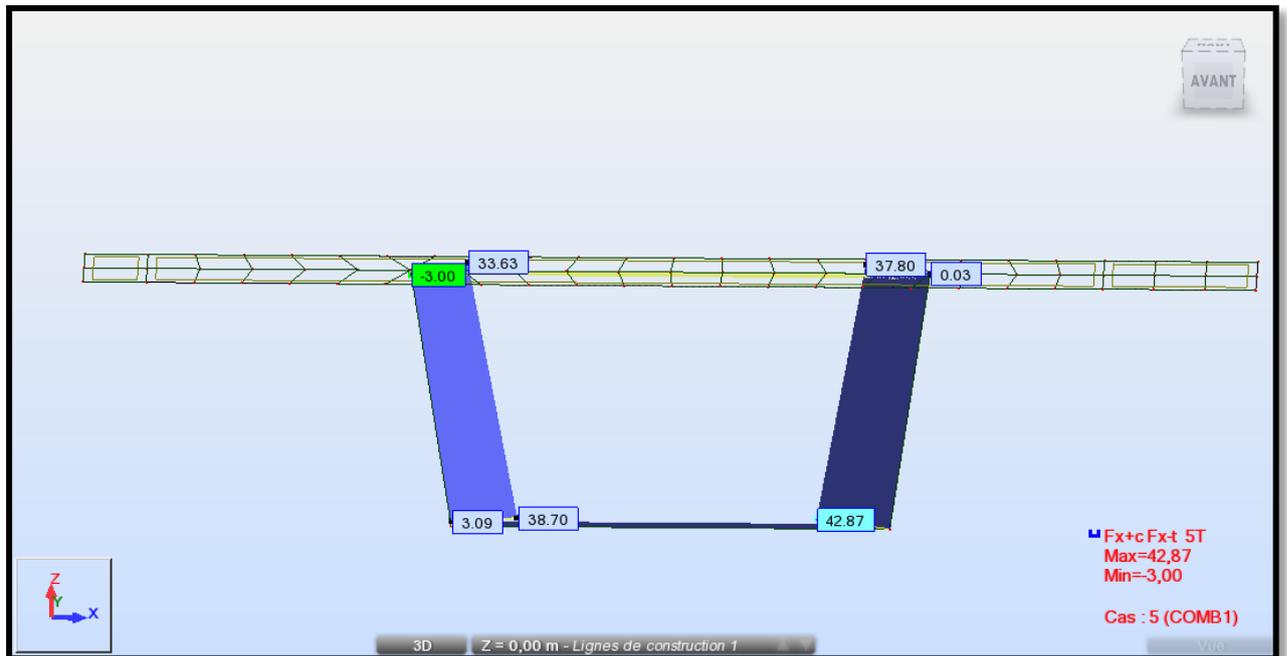


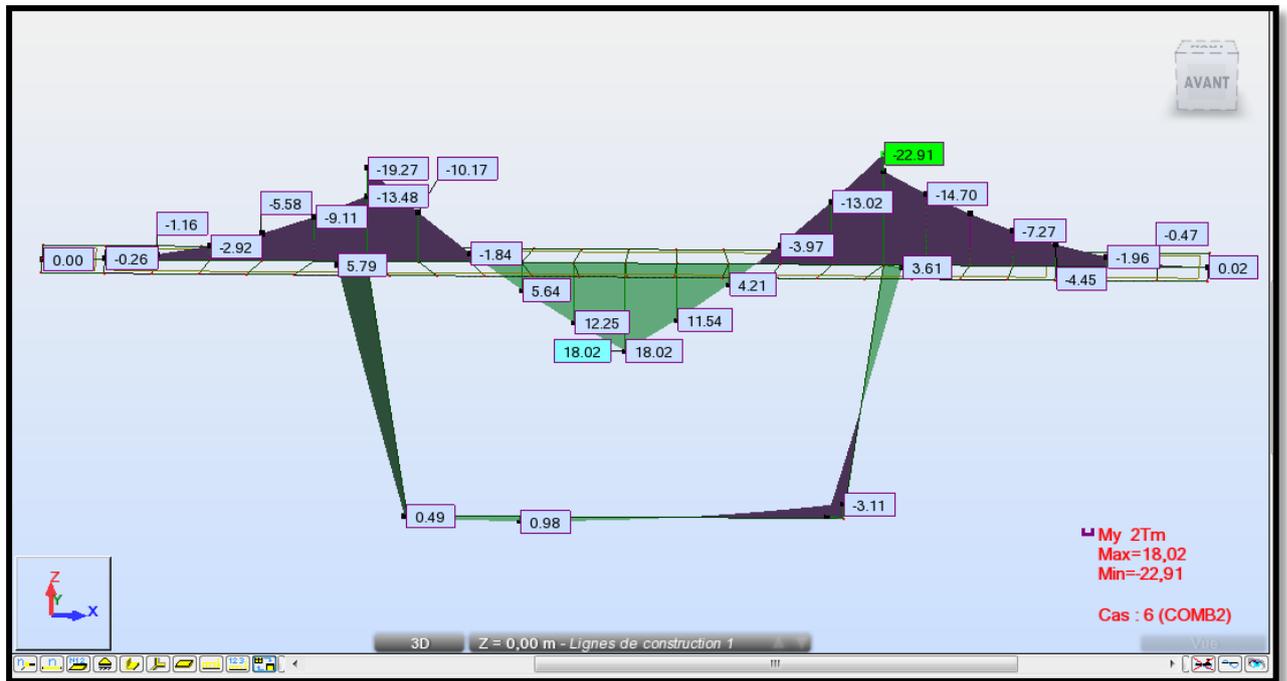
Figure VIII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [t.m]



Figure VIII-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [t].



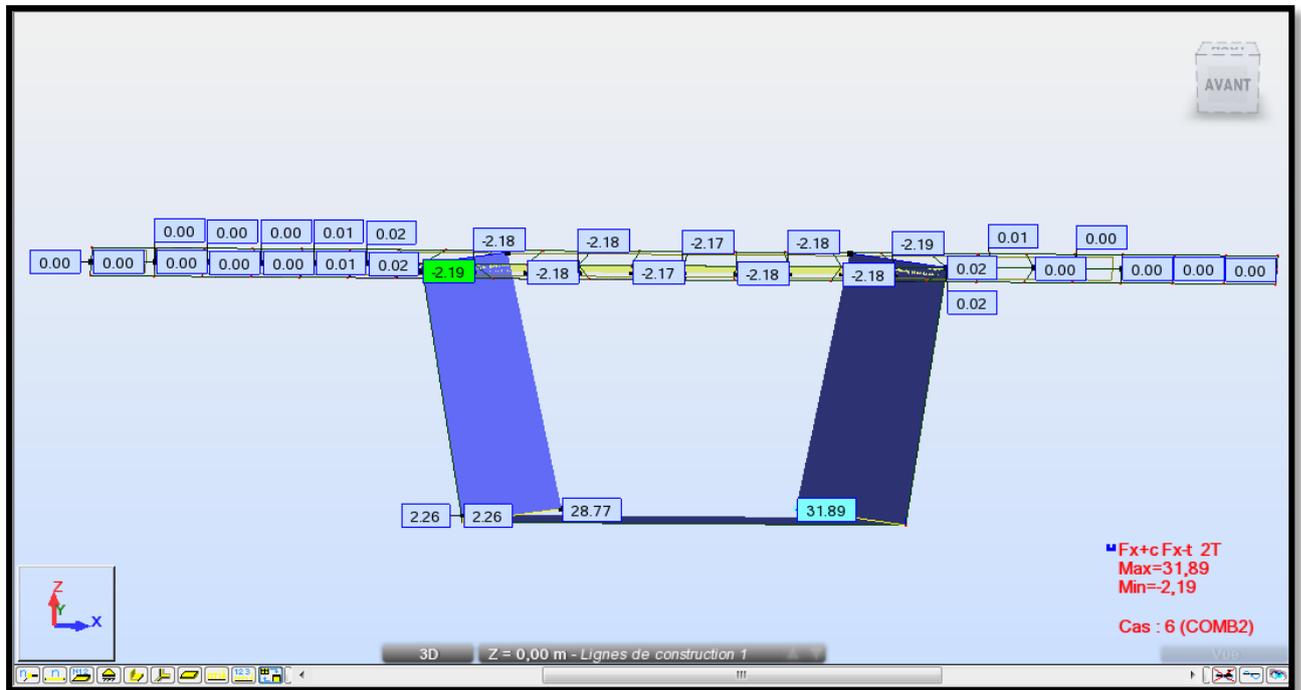
**VIII-4-2-2- A l'ELS:**



**Figure VIII-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [t.m]**



**Figure VIII-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [t].**



*Figure VIII-15 : 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 :**

<b>Dalle</b>	<b>Supérieure</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	23,46
		$M_{\min}(\text{t.m})$	20,81
	<b>Inférieure</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	3,6
		$M_{\min}(\text{t.m})$	1,8
<b>Âme</b>	<b>Droite</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	11,5
		$N_{\max}(\text{t})$	33,85
	<b>gauche</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	12,33
		$N_{\max}(\text{t})$	27,83

***Tableau VIII-2 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.***

➤ **Section sur culée :**

<b>Dalle</b>	<b>Supérieure</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	30,68
		$M_{\min}(\text{t.m})$	24,09
	<b>Inférieure</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	4,17
		$M_{\min}(\text{t.m})$	1,31
<b>Âme</b>	<b>Droite</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	4,7
		$N_{\max}(\text{t})$	42,87
	<b>gauche</b>	$M_{\max}(\text{t.m})$	7,62
		$N_{\max}(\text{t})$	38,70

***Tableau VIII-3 : valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.***

**VIII-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)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Obs
console	appuis	1000	250	5,37	0,211	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	12,41	0,487	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	250	2,78	0,109	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	25,22	0,495	3,500	Vérifiée

**Tableau VIII-4 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).**

## ➤ Voussoir sur culée :

Section	/	b (mm)	D (mm)	V <sub>u</sub> (t)	τ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub>	Obs
console	appuis	1000	250	9,79	0,384	3,500	Vérifiée
Dalle supérieure	appuis	1000	250	17,32	0,680	3,500	Vérifiée
Dalle inférieure	appuis	1000	800	2,26	0,028	3,500	Vérifiée
Âme	appuis	1000	500	31,89	0,626	3,500	Vérifiée

**Tableau VIII-5 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).****VIII-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 :

**Q<sub>u</sub>** : valeur de la force concentrée en MN ;

**Q<sub>u</sub>** = 0,01MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)

**H** : hauteur de la section.

**D** : Longueur de la surface d'impact de la roue.

**U<sub>c</sub>** : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45\text{m.}$$

$$Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,045U_c \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VIII-7- Vérification des âmes au flambement :**

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement  $\lambda$  de celles-ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$\lambda$  : élanement 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  $\cos a \times l_0 = 3,95$  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 :

$$\lambda = \frac{0,5 \times 3,95}{0,144} = 13,715 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

**VIII-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.

**VIII-8-1- Données du problème :**

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

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable

$c = c' = 5 \text{ cm}$  : On prend le même enrobage pour toutes les sections :

**VIII-8-1-1- 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) :**

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3}$$

**VIII-8-1-2- 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

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,20 \text{ cm}^2$$

**VIII-8-1-3- Condition de non fragilité:**

Selon le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_{s_{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

**VIII-8-2- Ferrailage des voussoirs :****VIII-8-2-1- 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)	As (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Appuis	23,46	0,25	0,2	161,4	62,37	3,11	62,37	<b>8HA Φ32</b>	20,79	<b>7HA Φ20</b>
Travée	20,81	0,25	0,2	161,4	55,32	3,11	55,33	<b>7HA Φ32</b>	18,44	<b>6HA Φ20</b>

Tableau VIII-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)*

As = 62,37cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **8 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.  
Ai = 55,33 cm<sup>2</sup> Ce qui correspond à **7 HA Φ32**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal)*

As = 20,79 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **7HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.  
Ai = 18,44 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **6 HA Φ20**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ **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>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Appuis	3,6	0,8	0,75	605,25	2,55	11,64	11,64	<b>8HA Φ 14</b>	3,88	<b>4HA Φ12</b>
Travée	1,8	0,8	0,75	605,25	1,28	11,64	11,64	<b>8HA Φ 14</b>	3,88	<b>4HA Φ12</b>

Tableau VIII-7 : ferrailage de la dalle inférieur du voussoir près de la pile.*Armatures principales (sens transversale) :*

As= 11,64 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **8 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.  
Ai = 11,64 cm<sup>2</sup> Ce qui correspond à **8 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal) :*

As = 3,88cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.  
Ai = 3,88cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **4HA Φ12**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

## ➤ 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>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
M <sub>max</sub>	12,33	0,5	0,45	363,0825	52,23	6,99	7,20	<b>7HA Φ 32</b>	17,41	<b>6HA Φ 20</b>
N <sub>max</sub>	27,83									

**Tableau VIII-8 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile.***Armatures principales (sens transversale)*

As = 52,23 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **7HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal)*

As = 17,41 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **6HA Φ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

**VIII-8-2-2- 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 cm

La largeur de la dalle : b = 100 cm

## ➤ Les âmes

Hauteur de l'âme : h = 50 cm

La largeur de l'âme : b = 100 cm

## ➤ Dalle supérieure :

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>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales
Appuis	30,68	0,25	0,2	168,33	78,20	3,11	78,20	<b>10HA Φ 32</b>	26,06	<b>9HA Φ 20</b>
Travée	24,09	0,25	0,2	168,33	61,40	3,11	61,40	<b>8HA Φ 32</b>	20,47	<b>7HA Φ 20</b>

**Tableau VIII-9 : ferrailage de la dalle supérieur du voussoir près de la culée.***Armatures principales (sens transversale)*

As = 78,20 cm<sup>2</sup> ce qui correspond à **10 HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

Ai = 61,40 cm<sup>2</sup> Ce qui correspond à **8 HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal)*

$A_s = 27,19\text{cm}^2$  ce qui correspond à **9HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 11cm.

$A_i = 21,35\text{cm}^2$  ce qui correspond à **7HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 14cm.

 **Dalle inférieure:**

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	4,17	0,25	0,2	161,37	11,09	3,11	11,09	<b>10HA <math>\Phi 12</math></b>	3,70	<b>4HA <math>\Phi 12</math></b>
Travée	1,31	0,25	0,2	161,37	3,48	3,11	3,48	<b>4HA <math>\Phi 12</math></b>	1,16	<b>2HA <math>\Phi 12</math></b>

Tableau VIII-10 : ferrailage de la dalle inférieure du voussoir près de la culée

*Armatures principales (sens transversale)*

$A_s = 11,09\text{cm}^2$  ce qui correspond à **10 HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

$A_i = 3,48\text{cm}^2$  Ce qui correspond à **4 HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal)*

$A_s = 3,70\text{cm}^2$  ce qui correspond à **4HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 25cm.

$A_i = 1,16\text{cm}^2$  ce qui correspond à **2HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 50cm.

**L'âme :**

Moment	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
$M_{\max}$	7,62	0,5	0,45	363,0825	50,29	6,99	50,29	<b>7HA <math>\Phi 32</math></b>	16,96	<b>6HA <math>\Phi 20</math></b>
$N_{\max}$	<b>38,70</b>									

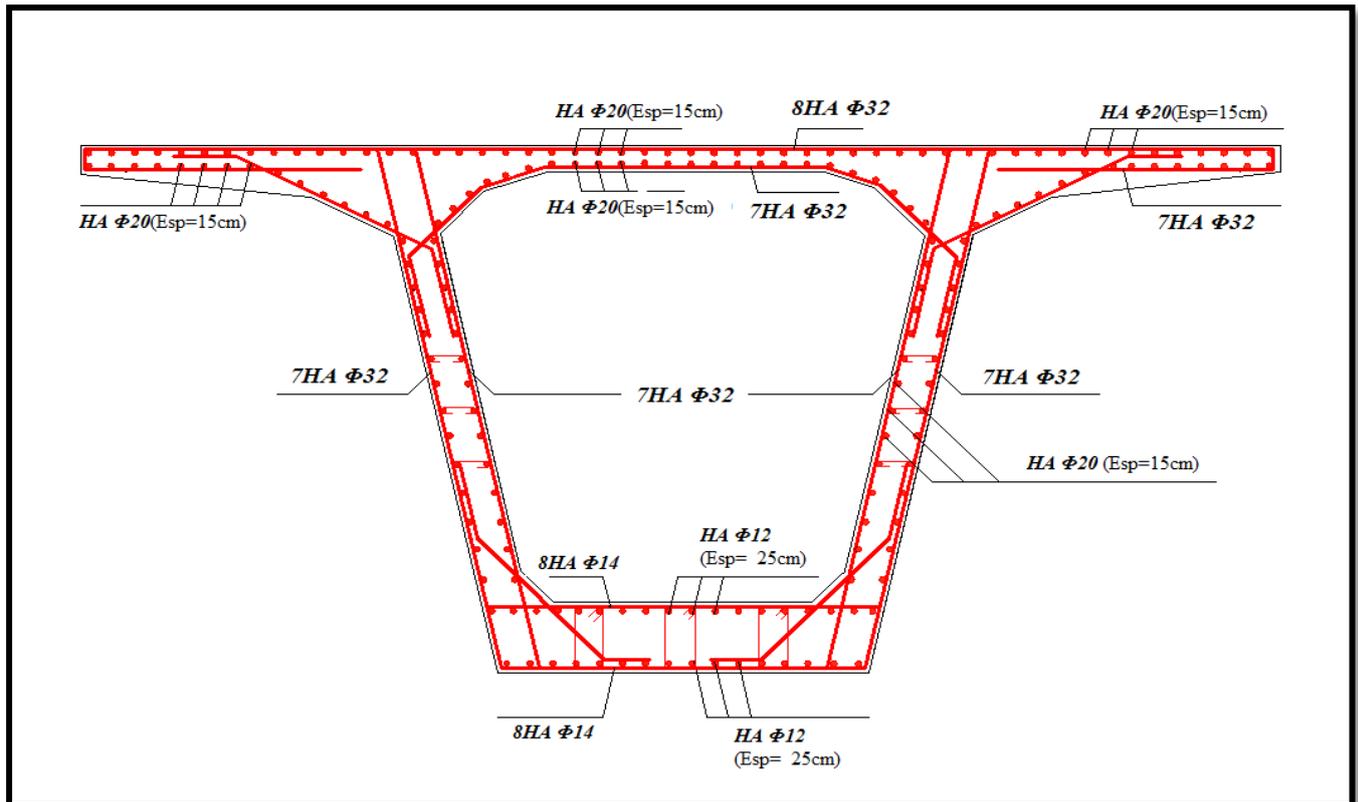
Tableau VIII-11 : ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

*Armatures principales (sens transversale) :*

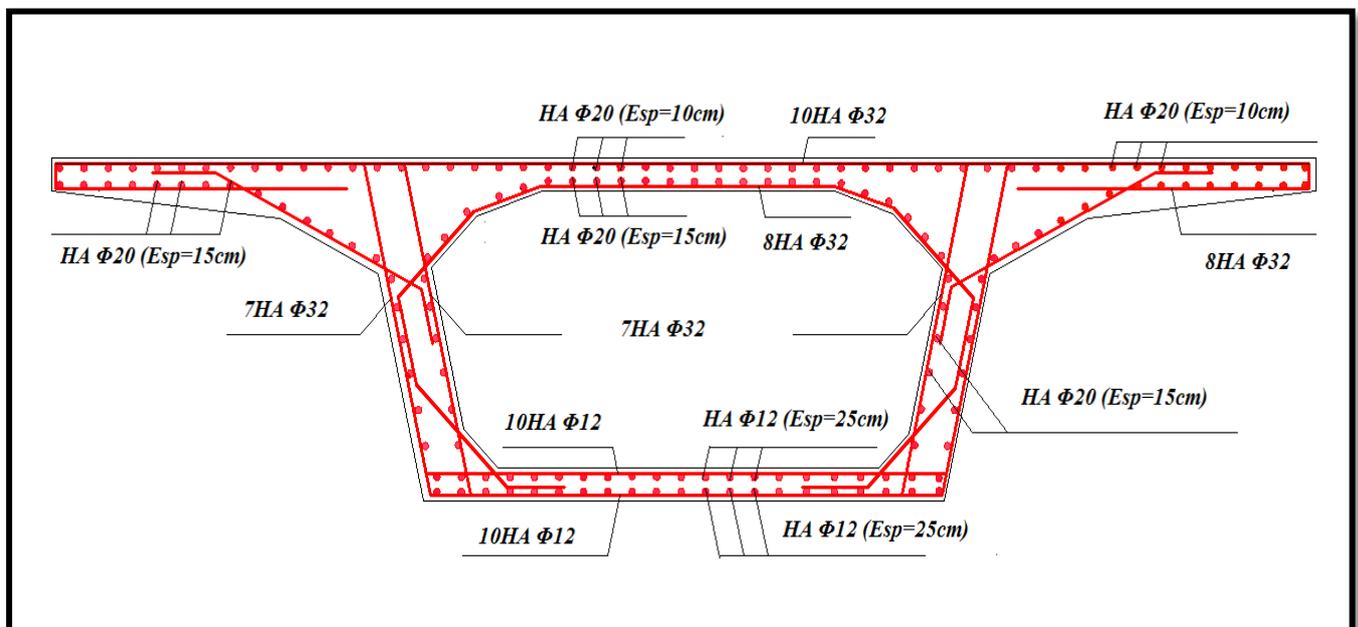
$A_s = 50,29\text{cm}^2$  ce qui correspond à **7 HA  $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

*Armatures de répartition (sens longitudinal) :*

$A_s = 3,02\text{cm}^2$  ce qui correspond à **6HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.



**Figure VIII-16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile.**



**Figure VIII-17 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.**

**VIII-8-3- 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.

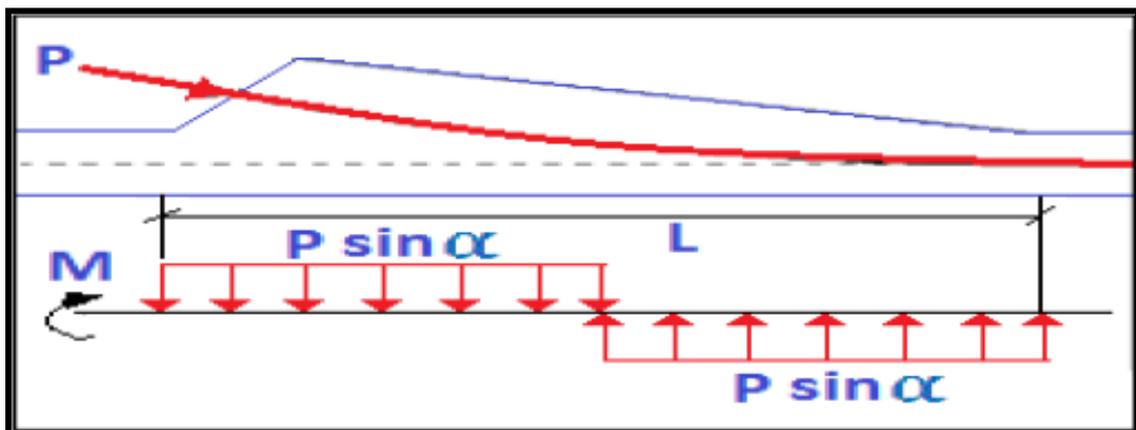
À l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et la dalle, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans la dalle.

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.



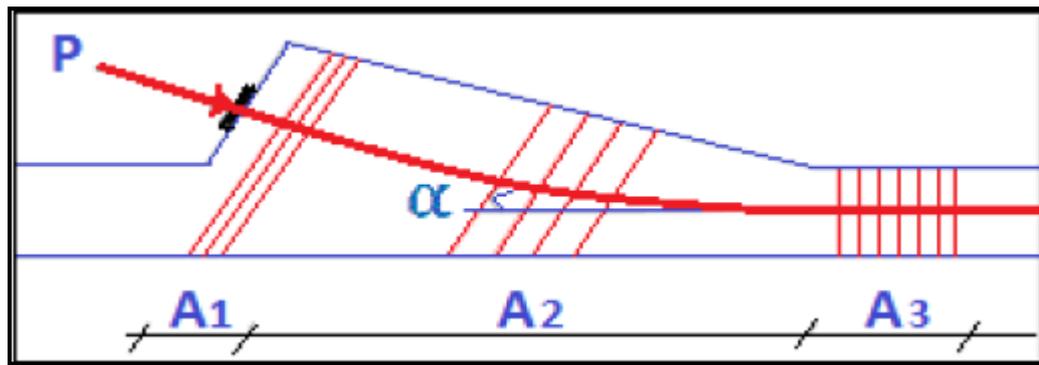
**Figure VIII-18 : Les différentes actions dues à l'ancrage.**

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:



*Figure VIII-19 : 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.

$P_0 = 273,02 \text{ t} = 2678326,2 \text{ N}$  pour un câble de 12T15s

$$\text{tg}\alpha = \frac{0,35}{1,5} = 0,2333 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 13,13^\circ$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

Armatures de tirant :

$$A_1 = \frac{P_0}{\sigma_s} (0,5 - \sin\alpha)$$

$$A_1 = \frac{2678326,2}{266,67} (0,5 - \sin\alpha)$$

$$A_1 = 2740,28 \text{ mm}^2 = 27,40 \text{ cm}^2$$

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 :

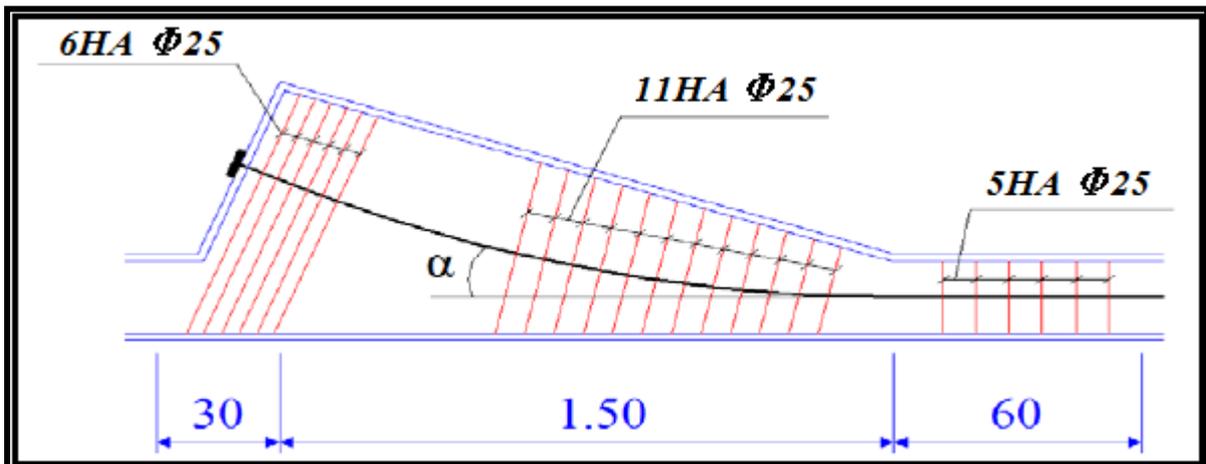
$$A_2 = \frac{1}{2} \frac{P_0}{\sigma_s} = 50,21 \text{ cm}^2$$

Soit **11HA  $\Phi 25$**  répartis sur une distance de **150cm**.

- ❖ Armatures de section totale **A<sub>3</sub>** 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**.



*Figure VIII-20 : Détail de ferrailage d'un bossage.*



*Figure VIII-21 : ferrailage d'un bossage dans un voussoir*

 **Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle supérieur et les portes à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité. Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

# CHAPITRE IX



*Effort tranchant*

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 avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

### IX-1- Détermination de l'effort tranchant :

#### IX-1-1- 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**.

#### IX-1-2- 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<sub>0</sub>** : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

**α** : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

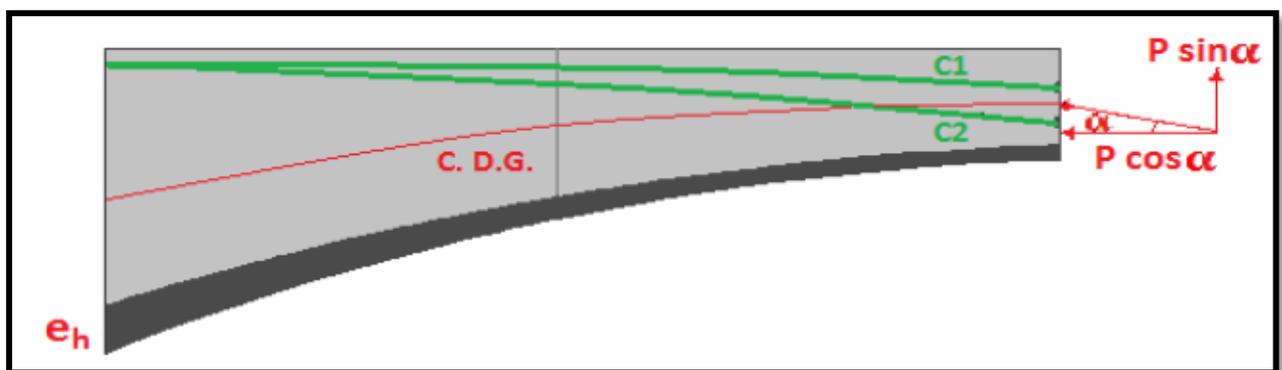


Figure IX-1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

**IX-1-2- 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 :

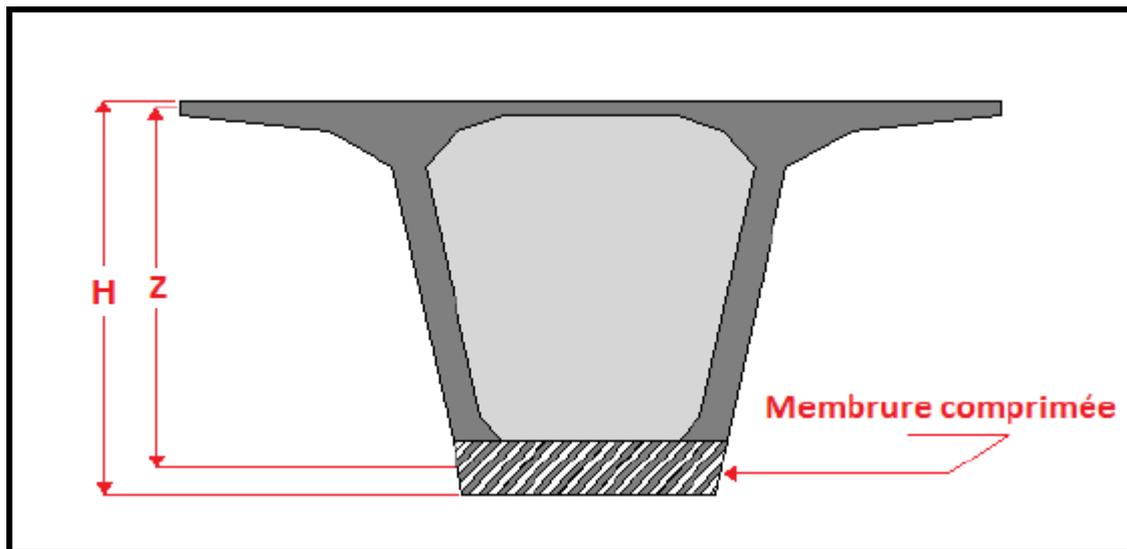
$$Z = H - \frac{1}{2}e_s - \frac{1}{2}e_i$$

$M_{ext}$  : 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.



**Figure IX-2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.**

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$V_R = V_{ext} - V_P + V_{RESAL}$$

$$V_R = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

**IX-2- Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :**

(BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z \, b n}$$

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

$$bn = 2(0,5 - 0,100) = 0,8 \text{ m}$$

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 de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	N <sup>bre</sup> de câbles arrêtés	$P \sin$ $\alpha(t)$	Z (m)	$M_{\text{ext}}$ (t.m)	$V_{\text{ext}}$ (t)	$V_{\text{resal}}$ (t)	$V_R$ (t)	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	8	933,747	4,905	587,970	177,92	7,552	748,275	1,120	1,790	1,929	2,878	Vérifiée
V2	8	596,084	4,447	544,510	179,45	7,714	408,920	1,193	1,079	1,943	2,872	Vérifiée
V3	8	528,345	4,044	501,030	159	7,805	361,540	1,266	1,049	1,956	2,867	Vérifiée
V4	8	413,139	3,695	457,570	155,16	7,802	250,177	1,338	0,795	1,970	2,862	Vérifiée
V5	8	338,146	3,401	333,390	433,1	6,176	101,130	1,408	0,349	1,982	2,857	Vérifiée
V6	6	201,536	3,161	370,630	414,5	7,387	220,351	1,105	0,818	1,927	2,879	Vérifiée
V7	4	85,014	2,995	327,160	133,56	6,882	55,428	0,766	0,217	1,862	2,903	Vérifiée
V8	4	68,217	2,859	283,690	131,43	6,251	69,464	0,790	0,285	1,867	2,902	Vérifiée
V9	4	56,200	2,777	240,220	128,28	5,450	77,529	0,808	0,328	1,870	2,900	Vérifiée
V10	2	15,263	2,750	196,760	12,5	4,508	1,744	0,410	0,007	1,792	2,929	Vérifiée

***Tableau IX-1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.***

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Voussoir	N <sup>bre</sup> de câbles arrêtés	$P \sin$ $\alpha(t)$	Z (m)	$M_{\text{ext}}$ (t.m)	$V_{\text{ext}}$ (t)	$V_{\text{resal}}$ (t)	$V_R$ (t)	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	Obs
V1	8	923,747	4,905	2966,220	86,720	38,098	798,929	1,120	1,911	1,929	2,878	Vérifiée
V2	8	596,084	4,447	2554,320	86,720	36,187	473,177	1,193	1,249	1,943	2,872	Vérifiée
V3	8	528,345	4,044	2142,420	86,710	33,376	408,259	1,266	1,185	1,956	2,867	Vérifiée
V4	8	413,139	3,695	1730,520	86,710	29,505	296,924	1,338	0,943	1,970	2,862	Vérifiée
V5	8	338,146	3,401	1218,610	86,730	22,573	228,843	1,408	0,790	1,982	2,857	Vérifiée
V6	6	201,536	3,161	797,660	86,720	15,898	98,918	1,105	0,367	1,927	2,879	Vérifiée
V7	4	85,014	2,995	494,720	86,880	10,406	12,272	0,766	0,048	1,862	2,903	Vérifiée
V8	4	68,217	2,859	82,180	87,240	1,811	20,834	0,790	0,086	1,867	2,902	Vérifiée
V9	4	56,2	2,777	330,460	87,240	7,497	38,537	0,808	0,163	1,870	2,900	Vérifiée
V10	2	15,263	2,75	744,870	78,420	17,064	80,221	0,410	0,342	1,792	2,929	Vérifiée

**Tableau IX-2 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.**

 **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 choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

À titre indicatif, 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 X



*Equipements de pont*

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareil d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier.
- ✓ Trottoir.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- L'esthétique (corniche et garde-corps).
- La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

Les équipements peuvent subir une usure accidentelle (dispositif de retenue) ou normale (corrosion). C'est pourquoi, ils sont souvent l'objet d'un entretien ou même d'un remplacement. Par conséquent, ils doivent être conçus de manière à pouvoir les réparer ou les changer facilement.

### **X-1- Appareils d'appui :**

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- ✓ La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- ✓ La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

La durée de vie d'un appareil d'appui est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

#### **X-1-1- Types d'appareils d'appuis :**

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Pour notre ouvrage on opte pour cette dernière pour les raison illustrer dans le paragraphe ci-après.

**X-1-2- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :**

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de 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.

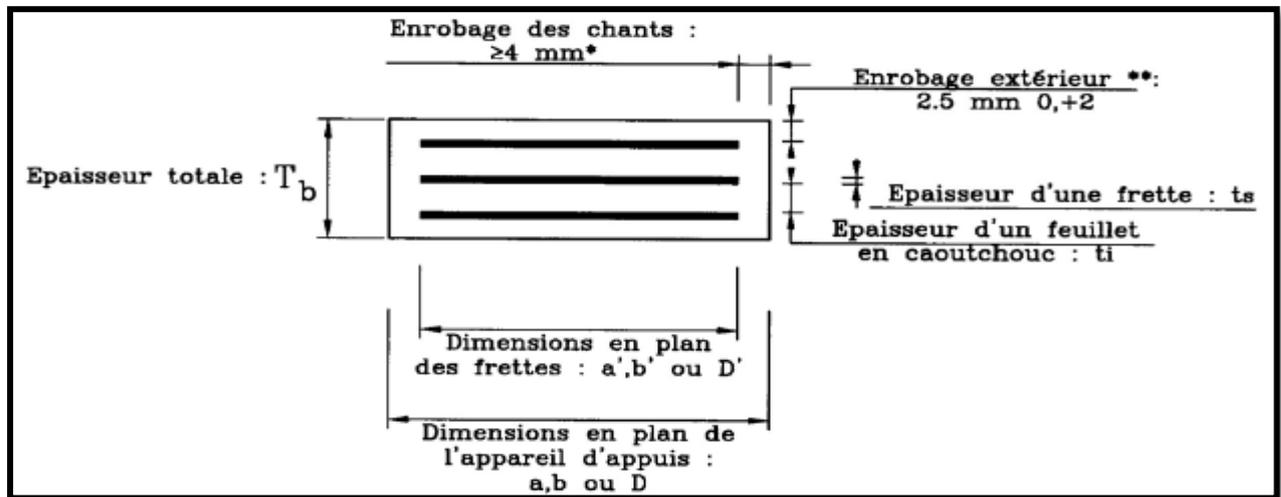
Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



**Figure X-1: Appareil d'appui en élastomère fretté.**

**X-1-2-1- matériaux constituant et rôles :**

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :



**Figure X-2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.**

➤ **L'élastomère :**

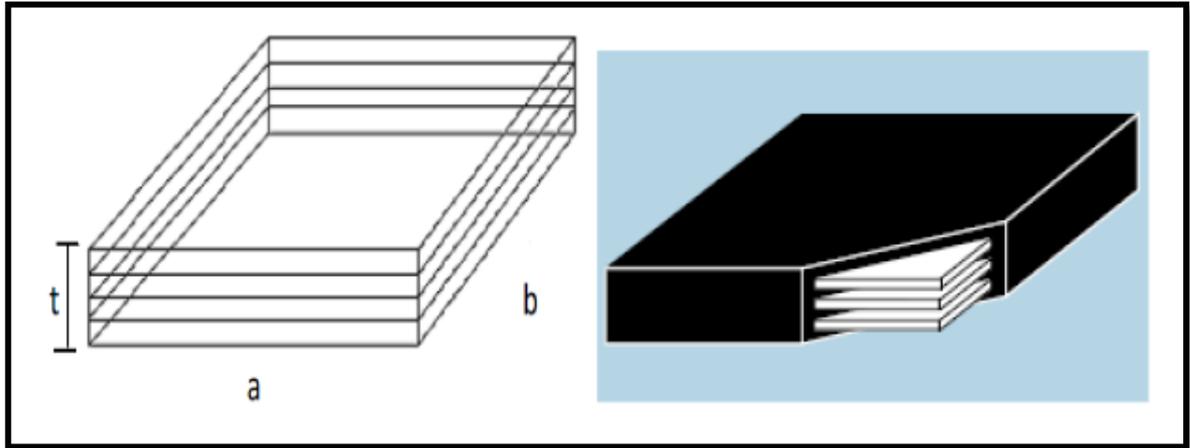
Le caoutchouc entrant dans la composition des appareils d'appui peut être soit naturel et d'origine végétale, le latex, et c'est alors un polymère de l'isoprène.

➤ **Les frettes en acier :**

Elles sont systématiquement en **acier S 2357** ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent. L'épaisseur des frettes ne pourra, en aucun cas, être inférieure à **2mm**.

**X-1-2-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)**

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.



**Figure X-3: Dimension des couches d'appareil d'appui**

- **G=0,8MPa** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
- L'aire **a×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 × 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.

#### **X-1-2-3- Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :**

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison :

$$\mathbf{G + D240}$$

La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est **de 568,61t**

La réaction **R<sub>max</sub>= 568,61 t** répartir sur deux appareils d'appuis :

$$\mathbf{R = \frac{568,61}{2} = 284,305t}$$

#### **X-1-2-4- Compression : Sous réaction verticale :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\mathbf{\bar{\sigma}_m = \frac{R}{ab} \leq 15\text{MPa}}$$

On aura **a×b = 185937,47mm<sup>2</sup>**

Donc : **a = b = 431,202 mm**,

Donc on prend **a=b=600mm** avec **t = 10 mm**

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 :

$$\tau_R = \frac{3 \times 10(600+600) \times 284,305}{600^2 \times 600^2} \times 9,81 \times 1000 = 0,774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{284,305}{600^2} \times 9,81 \times 1000 = 7,747 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

#### X-1-2-5- Distorsion : Déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se Présentent :

- La déformation **U1** de l'appareil est lente (effort horizontal **H1** 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.

**U1=3,765 cm** (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique Page :155)

On prend 12 élastomères, donc **T=120mm**.

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 37,65}{120} = 0,251 \text{ MPa}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique **H2** (freinage) provoque **U2**:

L'effort de freinage dû à un camion **Bc=30t** est donc **H2 =  $\frac{36}{2} = 18t$**

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

$$\tau_{H2} \frac{2 \times G U_2}{ab} = \frac{18}{600^2} \times 9,81 \times 1000 = 0,490 \text{ MPa}$$

- La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = 0,251 + \frac{0,490}{2} = 0,496 \text{ MPa}$$

#### X-1-2-6- 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 :

$$\tau_\alpha = \frac{0,8}{2} \left( \frac{600}{120} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0,23 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

#### X-1-2-7- La limitation de la contrainte de cisaillement :

**1<sup>ère</sup> condition :**  $\tau = \tau_R \times \tau_H \times \tau_\alpha \leq 5G$

$$0,774 + 0,496 + 0,23 = 1,500 \leq 5 \times 0,8 = 4$$

**Condition vérifié**

**2<sup>ème</sup> condition:**  $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$$0,251 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4$$

**Condition vérifié**

**3<sup>ème</sup> condition:**  $\tau_H \leq 0,7G$

$$0,496 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

**Condition vérifié**

**4<sup>ème</sup> condition:**  $\tau_\alpha \leq \tau_R$

$$0,23 \leq 0,774$$

**Condition vérifié**

**X-1-2-8- La condition de non cheminement et non glissement :**

➤ *La condition de non cheminement :*

$$\sigma_m \geq 2 \text{MPa}$$

$$10,45 \text{MPa} \geq 2 \text{MPa}$$

Condition vérifié

➤ **La condition non glissement**

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{10,45} = 0,157$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = 0,741 \times 600 \times 600 = 266760 \text{ N}$$

$$H = 266760 \text{ N} \leq f \times R = 437878,032 \text{ N}$$

Condition vérifié

**X-1-2-8- 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 :

$$60 \leq 120 \leq 120$$

Condition vérifié

**X-1-2-9- Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a + b)} = \frac{600 \times 600}{2 \times 10 \times (600 + 600)} = 15$$

$$\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G^2} = 0,104 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad}$$

Condition vérifié

**X-1-2-10- 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 :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

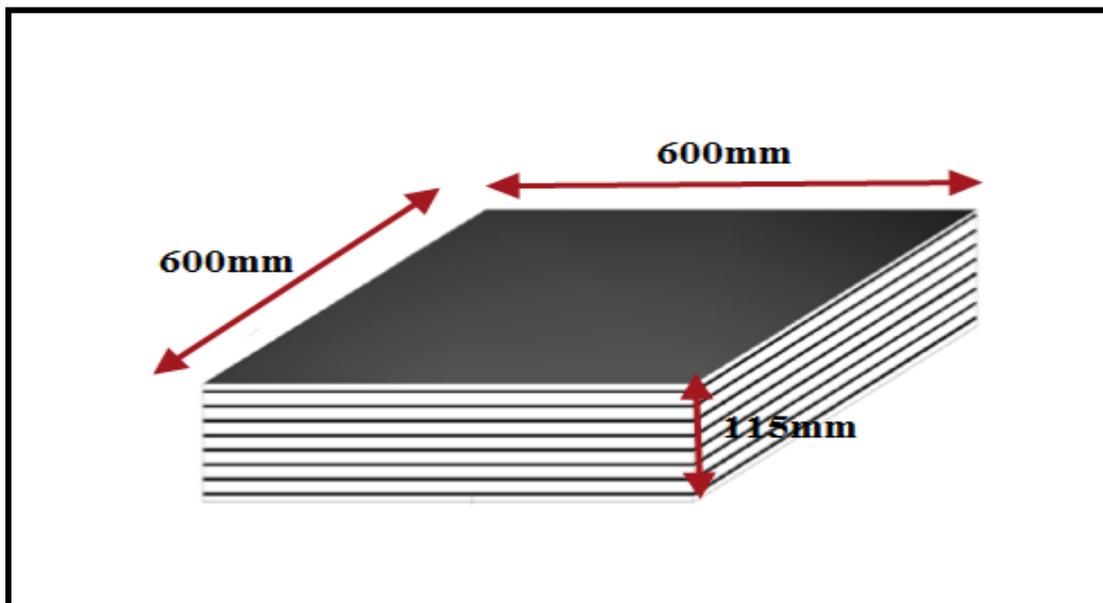
$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$  pour l'acier inox.

Donc :

$$t_s \geq \frac{600}{15} \times \frac{5,22}{245} = 1,7 \text{ mm}$$

On prend  $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :  $12 \times 10 + 12 \times 2 = 144 \text{ mm}$ .



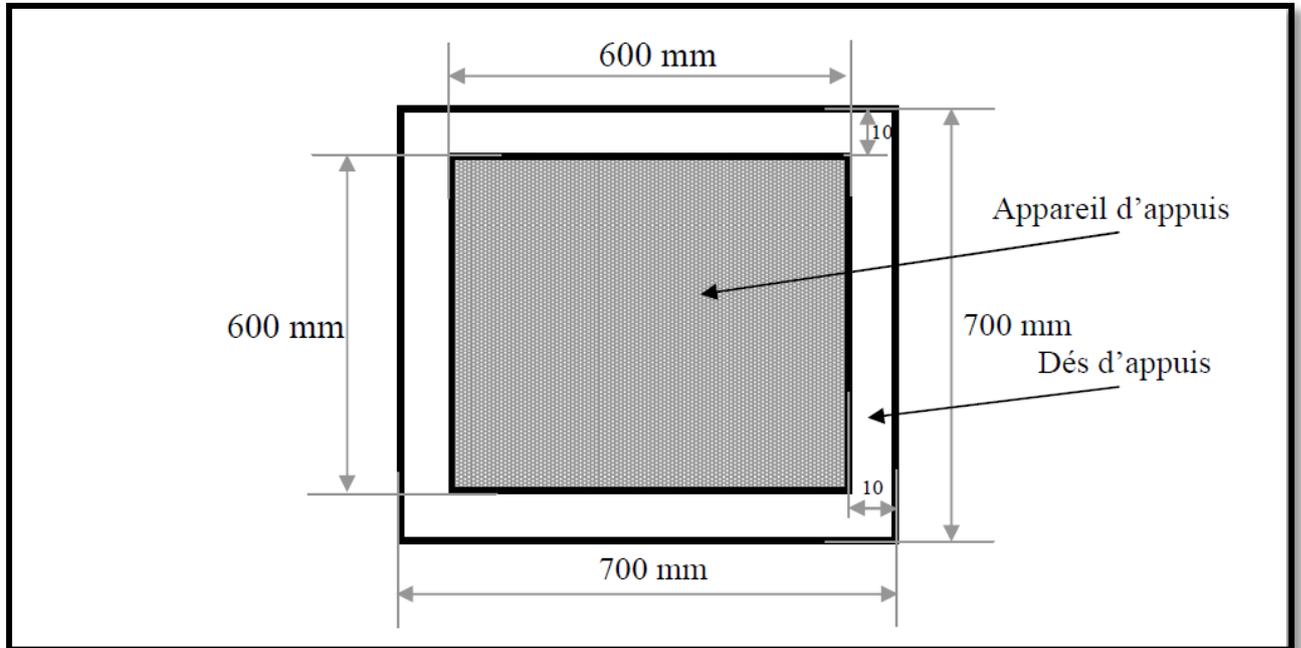
**Figure X-4 : Détail de l'appareil d'appui**

**✚ Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

**X-2- Les dés d'appui :**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

**X-2-1- Dimensions de dés d'appuis :**

***Figure X-5 : Dimension de dés d'appuis***

$$A = B_x + 200 = 600 + 200 = 800 \text{ mm}$$

$$B = B_x + 200 = 600 + 200 = 800 \text{ mm}$$

$$E = 150 \text{ mm}$$

**3-2- 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=284,305t**

**S** : Section de dé d'appui

$$\sigma_m = \frac{284,305}{800 \times 800} \times 9,81 \times 1000 = 4,357 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0,25 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,25 \times 284,305}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 26,146 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{9 \text{ HA } \Phi 20}$$

*Armatures de profondeur*

$$A_s = \frac{0,125 N}{\sigma} \quad \mathbf{3-2-1- \text{ Armatures de chaînage :}}$$

$$A_s = \frac{0,125 \times 284,305}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 13,073 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{5 \text{ HA } \Phi 20}$$

### 3-2-2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inférieure) :

Ces armatures sont disposées sur une profondeur  $Z$ .

Tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0 \quad \text{Et} \quad A_s = \frac{0,1 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,1 \times 284,305}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 10,459 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6 \text{ HA } \Phi 16}$$

### 3-2-2- Ferrailage de surface (frette supérieure) :

Ces armatures sont capables de reprendre ( $R = 4\% N_{\max}$ )

$$A_s = \frac{0,04 N}{\sigma}$$

$$A_s = \frac{0,04 N}{\sigma} = \frac{0,04 \times 284,305}{266,67} \times 9,81 \times 1000 = 4,183 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{6 \text{ HA } \Phi 10}$$

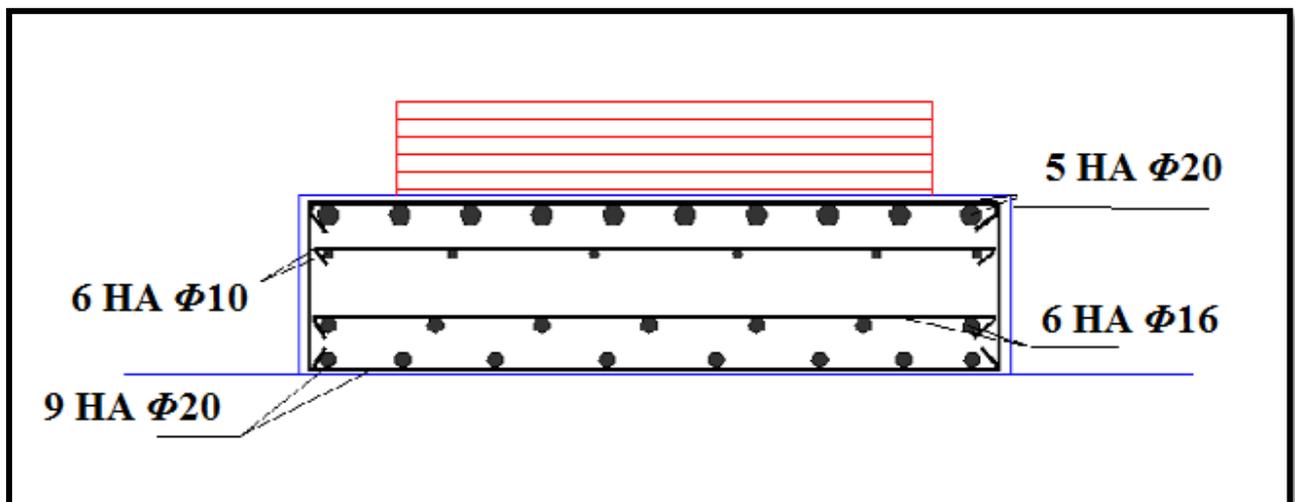
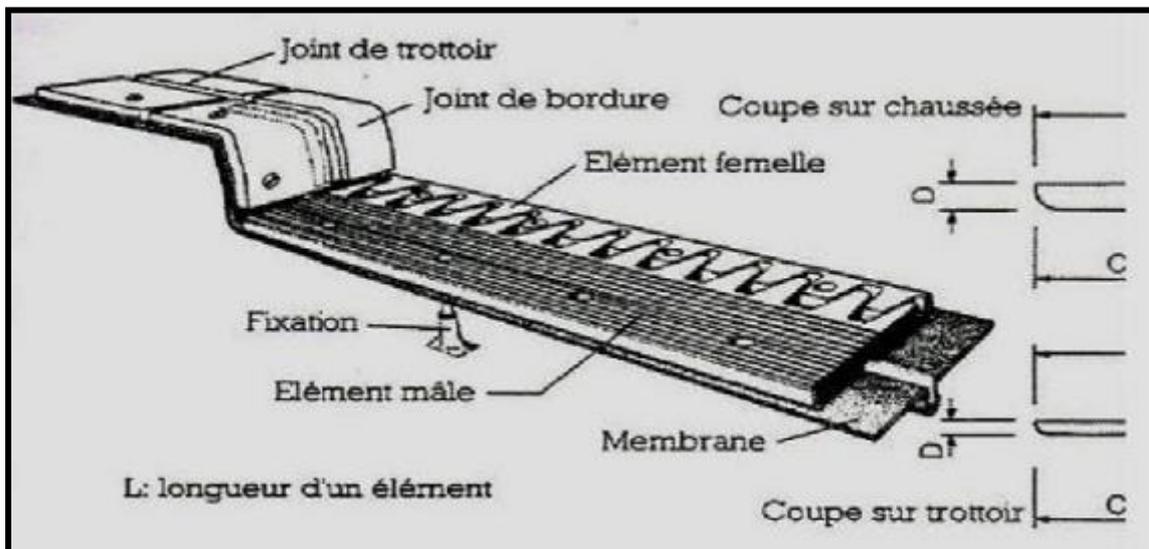


Figure X-6 : Ferrailage du dé d'appui

### X-3- 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.



***Figure X-7 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.***

### **X-3-1- 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.



***Figure X-8 : Photo réelle d'un joint de chaussée***

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 :**

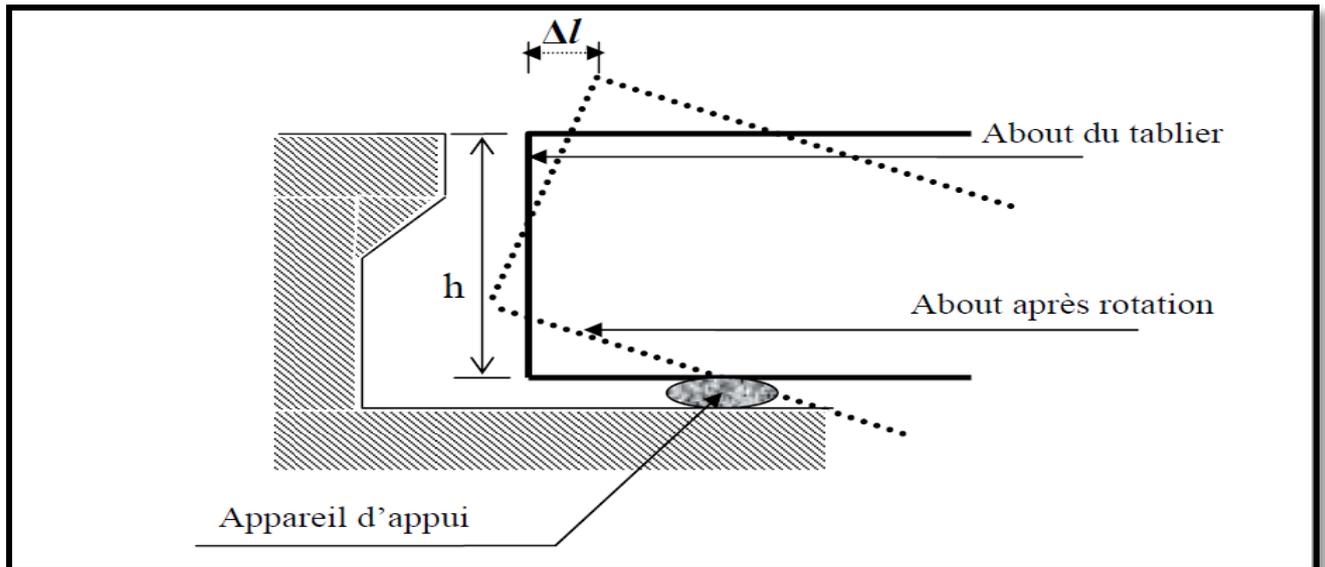
En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

**X-3-2- 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.



**Figure X-9 : 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

### **X-3-2-1- Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif.

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 30 \times 10^{-5}$$

**l** : étant la longueur du tablier.

$$\text{Pour notre cas } \frac{l}{2} = 125,5\text{m} \quad \Delta l_{\text{thermique}} = 3,765\text{cm}$$

### **X-3-2-2- Retrait :**

Pour zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3,5 \times 10^{-5}$$

$$\text{Pour notre cas } \frac{l}{2} = 125,5\text{m} \quad \Delta l_{\text{retrait}} = 0,439\text{cm}$$

**X-3-2-3- 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  $\frac{l}{2} = 125,5\text{m}$   $\Delta l_{\text{fluage}} = 3,765\text{cm}$

Donc le  $\Delta l$  sous les phénomènes précédents égale à

$$\Delta l_{\text{total}} = 12,969 \text{ cm}$$

**X-3-2-3- Souffle sismique :**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{x} \longrightarrow \mathbf{x} = \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{K}}$$

Avec :

$\mathbf{F}$  : la force sismique,

$\mathbf{K}$  : la rigidité des appuis du tablier,

$\mathbf{x}$  : le déplacement

**A. Calcul de la force sismique « F »:**

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}_{\text{aeh}} \times \mathbf{M}$$

$\mathbf{S}_{\text{aeh}}$  : le spectre de réponse horizontal,

$\mathbf{M}$  : 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  $T$  :  $T = 2 \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

$\mathbf{K} = \Sigma \mathbf{K}_i$  est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme

• la masse du tablier «  $\mathbf{M}$  » est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :

$$\mathbf{M}_T = 8568,083\text{t}$$

La masse des deux piles :

$$\mathbf{M}_p = 0,5 (m_{p1} + m_{p2}) = 0,5 (2332,22 + 1445,525) = 3777,745 \text{ t}$$

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_T + \mathbf{M}_p \longrightarrow \mathbf{M} = 8568,083 + \Rightarrow \mathbf{M} = 12345,828 \text{ t}$$

**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.

$$K = 80 \times \frac{0,600 \times 0,600}{145 \times 10^{-3}} = \mathbf{198,62 \text{ t/m}}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_a = 2 \times K = \mathbf{397,24 \text{ t/m.}}$$

On a deux culées  $\Rightarrow K_c = \mathbf{794,48 \text{ t/m.}}$

***Pour les piles :***

Nous avons deux piles de hauteurs différentes :

**H<sub>P1</sub> = 60 m et H<sub>P2</sub> = 38 m** ses dernières sont encadrées au niveau du tablier et fondations.

D'où :

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

**E** : module de Young du béton à j jours,  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = \mathbf{33\ 000 \text{ MPa}}$

**I** : inertie de la section considérée ;

On a la résistance de béton de l'infrastructure  $f_{c28} = \mathbf{27 \text{ MPa}}$

Donc :

$$K_P = K_{P1} + K_{P2} = 7069,33 + 51861,33 = \mathbf{58930,66 \text{ t/m}}$$

$$K_P = \mathbf{58930,66 \text{ t/m}}$$

***La rigidité totale de la structure :***

$$K_{\text{structure}} = \Sigma K_i = K_c + K_P \quad \longrightarrow \quad K = \mathbf{59725,143 \text{ t/m}}$$

**La période T :**

Après le calcul on trouve :

$$T = \mathbf{0,88s}$$

On tire du **RPOA** le **T<sub>1</sub>** et **T<sub>2</sub>** et le coefficient **S** en fonction de la zone sismique et le site.

$$T_1 = \mathbf{0,15 \text{ s}}$$

$$T_2 = \mathbf{0,4 \text{ s}}$$

$$S = \mathbf{1,1}$$

Spectre de réponse (RPOA) :  $T_2 \leq T \leq 3s$  :

$$S_{adh}(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times \alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$S_{adh} = 5,89 \text{ m/s}^2$$

Donc :

$$F = 5,89 \times 12\,345,828 \times 1000 \longrightarrow F = 727\,169\,26,92 \text{ N}$$

$$\text{Alors : } x = \frac{58\,138\,679,56}{64593,473 \times 9,81 \times 1000} = 0,114 \text{ m} = 11,476 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = (3,765 + 0,439) + (0,4 \times 3,765) + \frac{11,476}{3} = 9,53 \text{ cm}$$

$$W = 9,53 \text{ cm}$$

### X-3-3- 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 **9,53 cm** 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.

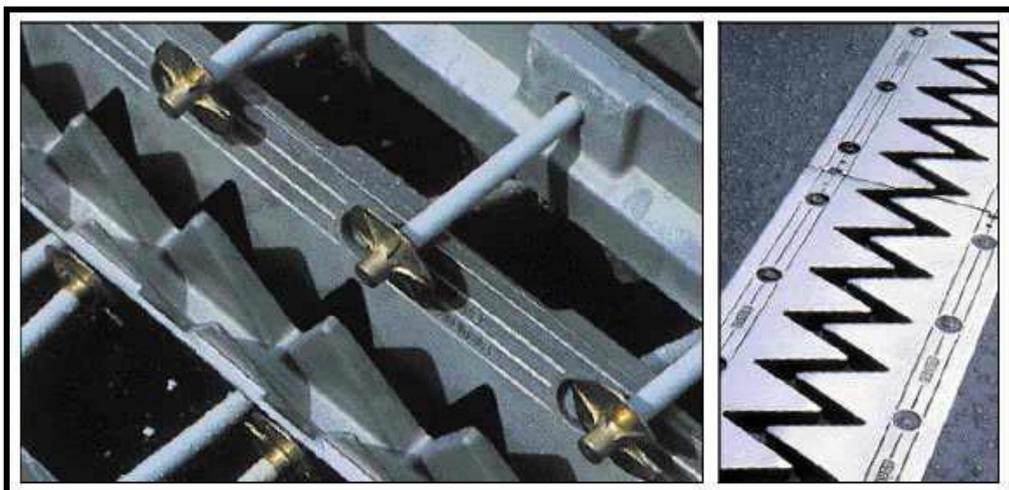


Figure X-10 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
<b>W110</b>	<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

**Tableau X-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
<b>W110</b>	<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

**Tableau X-2 : Caractéristiques physiques des joints Wd.**

Dimensions en mm.

P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation,

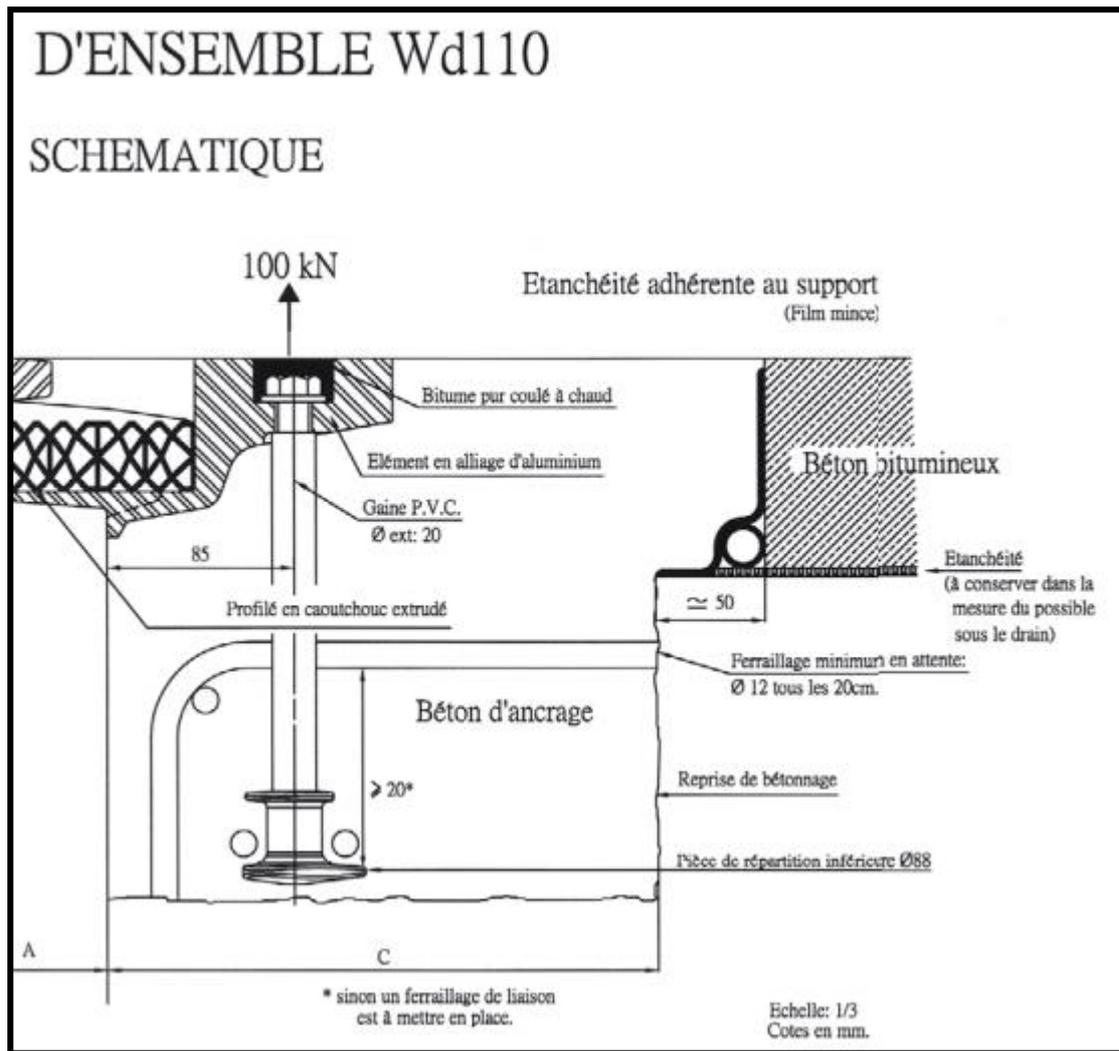
N= Nombre de fixations par élément

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.



**Figure X-11 : Caractéristique du joint de chaussée Wd110**

#### **X-4- 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-dérapage).

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.

##### **X-4-1- 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 polyuréthannes).

- ✓ Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- ✓ Étanchéité par moyen haute cadence.

#### **X-4-2- 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).

#### **X-5- 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.

##### **X-5-1- Les glissières de sécurité :**

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



***Figure X-12 : photo d'une glissière de sécurité***

##### **X-5-1-.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.

#### **X-6- 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.

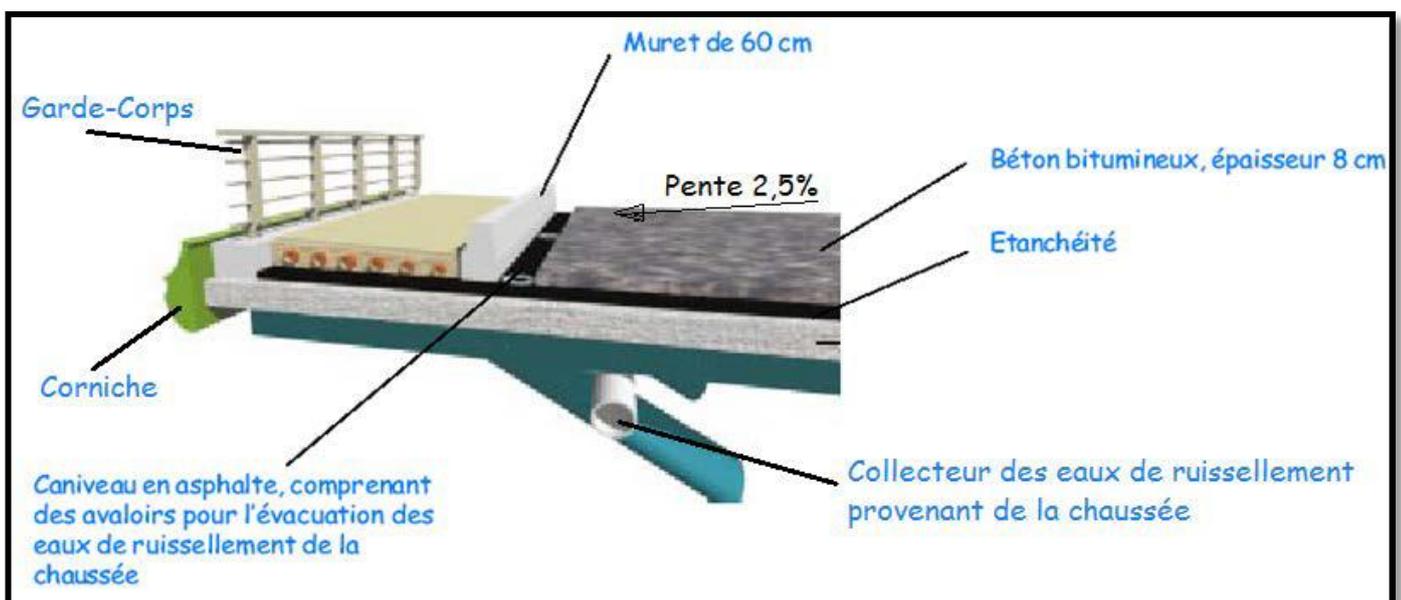


***Figure X-13 : photo Corniches préfabriquées sur chantier.***

### **X-7- 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.



***Figure X-14 : Les équipements du pont.***

# CHAPITRE XI



*Etude de la pile*

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.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

La conception des piles est conditionnée par les paramètres suivants :

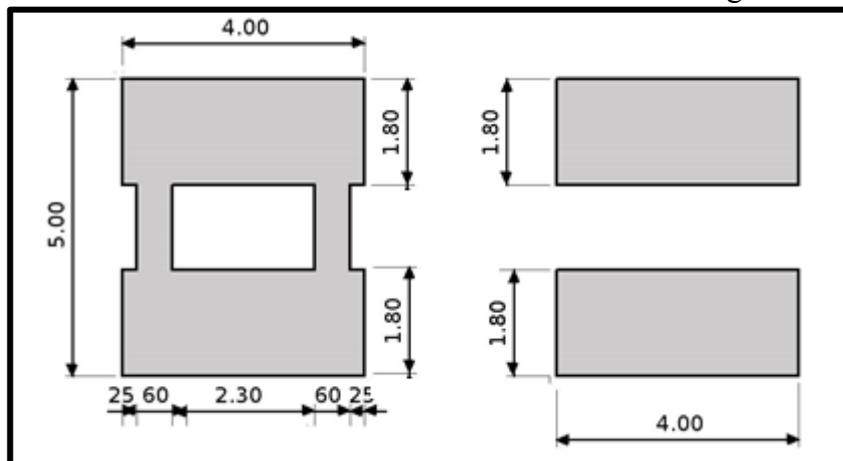
- ✓ La hauteur de la brèche à franchir.
- ✓ Le type du tablier et l'importance des efforts transmis.
- ✓ Le mode de liaison.
- ✓ Les problèmes d'implantation au sol (biais).
- ✓ Les critères d'esthétique.

### Choix du type de pile :

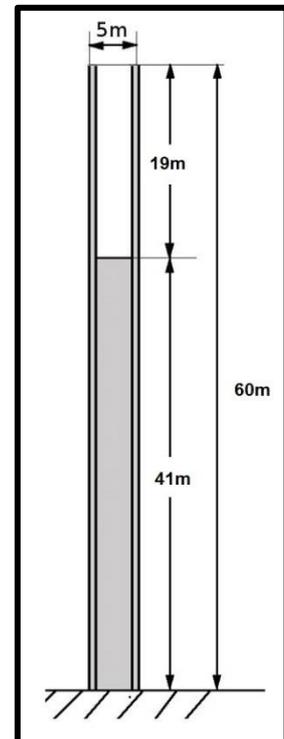
On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

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



*Figure XI-1 : Vu en plan de la pile.*



*Figure XI-2 : Vu en élévation de la pile.*

**XI-1- Pré-dimensionnement de la pile :**

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

**Épaisseur du voile « E » :**

$$E = \text{Max} \left[ 0,5 \text{ m} ; \frac{4H+L}{100} + 0,1 \text{ m} \right]$$

Avec :

**H** : est la hauteur de la pile.

**L** : la portée de travée centrale

On a :  $H=60 \text{ m}$

$L = 105 \text{ m}$

$E = 3,55 \text{ m}$



on prend

**E=3,6m**

**XI-2- 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 = 60 m** qui est la plus élancée.

**XI-2-1- Évaluation des efforts agissant sur la pile :**

Les efforts agissant sur la pile sont :

- ✓ **G** : La charge permanente de la pile.
- ✓ **V** : 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.

✓ **Combinaisons de charge :**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

État Limite de Service **E.L.S** : **GP + V + W + FF**

État Limite Ultime **E.L.U**: **1, 35(GP + V) + 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:

$$S = 16,08 \text{ et } 14,4 \text{ m}^2$$

$$H = 60 \text{ m}$$

$$G = [(16,08 \times 41) + (14,4 \times 19)] \times 2,5 = 2332,22 \text{ t.}$$

- *La charge verticale « V » :*

La réaction verticale  $V = 4171,36 \text{ t}$

- *La charge du vent « W » :* (fascicule 61, titre II)

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

- *La force de freinage « FF » :*

$$FF = 36 \text{ t}$$

- *La composante horizontale du séisme suivant l'axe x « Ex » :*

$$G = G \text{ tablier} + G \text{ pile} = 2555,41 + 2332,22 = 4887,63 \text{ t}$$

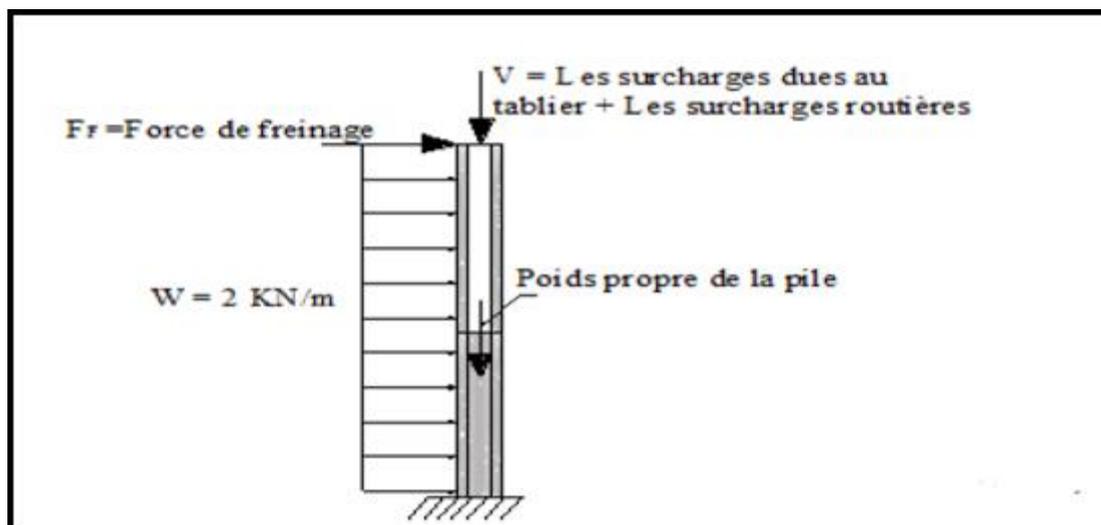
Selon le RPOA :  $E_x = 20\% G$

$$E_x = 0,2 \times 4887,63 = 977,526 \text{ t}$$

- *La composante horizontale du séisme suivant l'axe y « Ey » :*

Selon le RPOA :  $E_y = 14\% G$

$$E_y = 0,14 \times 4887,63 = 684,2968 \text{ t}$$



*Figure XI-3 : Efforts agissant sur pile.*

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales :

Combinaison	ELS	ELU	ELA
R(t)	4887,63	6598,3	4887,63
N(t)	4887,63	6598,3	4887,63
T(t)	67	90,45	977,526
M (t.m)	2665	3997,5	58651,56

**Tableau X-1 : Les sollicitations maximales sur la pile.**

### XI-2-2- Ferrailage de la pile :

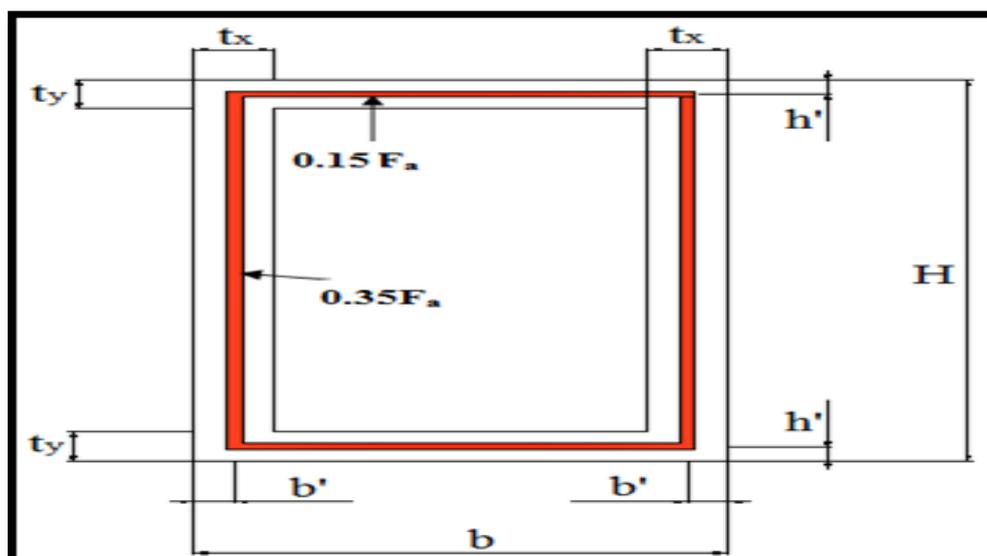
La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

#### ✓ 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.

### XI-2-2-1- Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :



**Figure XI-4 : Répartition des armatures de la pile**

$b = 500$  (cm)  
 $H = 400$  (cm)  
 $Nu = 6598,3t$   
 $M_x = 3997,5t.m$   
 $M_y = 2798,25t.m$

**A. Condition d'orientation de la section :**

On a :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

$$\frac{0,6}{4} = 0,15 \leq \frac{1}{5} = 0,2$$

Condition d'orientation est vérifiée

**Donnée d'entrée à l'abaque :**

$$n = \frac{Nu}{b \times H \times \delta} = \frac{6598,3}{5 \times 4 \times 2700} = \mathbf{0,122}$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times H^2 \times \delta} = \frac{3997,5}{5 \times 4^2 \times 2700} = \mathbf{0,018}$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = \mathbf{0,125}$$

**Donc :**

$$\omega = \frac{Fa \times fe}{b \times H \times \delta} \longrightarrow Fa = \omega \times \frac{b \times H \times \sigma}{fe}$$

$$Fa = \mathbf{0,125} \times \frac{4 \times 5 \times 27}{400} \times 10^4 = \mathbf{1687,5cm^2}$$

Avec :

**n** : Effort intérieur relatif sans dimension.

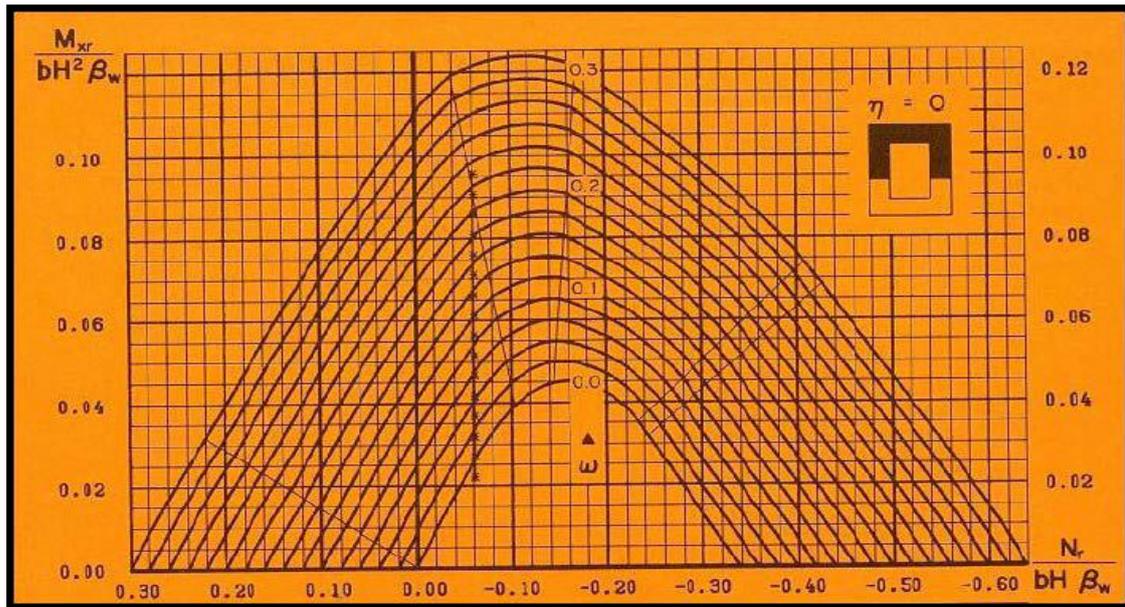
**b** : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

**H** : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

**W** =  $\beta W_{28} = 27MPa$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.

**$\sigma$**  : Degré mécanique d'armature totale

**Fa** : La section des armatures.



**Figure XI-5 : Abaque de Walther pour la flexion composée**

Donc:

**AS1 = 0.35 Fa = 590,625cm<sup>2</sup> soit : 74 HA Φ32**

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

**A<sub>1</sub>=37 HA Φ32** avec un espacement de **13cm**

**AS2 = 0.15 Fa = 253,31 cm<sup>2</sup> soit : 52 HA Φ25**

Le ferrailage se fait par voile avec deux nappes d'acier pour chacun

**A=26 HA Φ25** avec un espacement de **15cm**

**B. Condition de non fragilité :** selon le règlement **BAEL91** on a :

$$A_{s_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

Avec :

f<sub>tj</sub>= 2,22 MPa ; f<sub>e</sub>= 400 MPa ; b = 500 cm ; d = 0,9 x h = 0,9 x 4 = 3.6 m

**A<sub>s<sub>min</sub></sub>**= 229,77cm.



**La condition de non fragilité est vérifiée**

**XI-2-2-2- Armatures transversales :**

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le **RPOA** par :

**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 :

$$St = \min [(24 \times 2) ; (8 \times 0,32) ; (0,25 \times 0,9 \times 4)] = \min [48 ; 25 ; 90] = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

### B. Section minimale des armatures transversale :

La section  $At$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $Al$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$At \geq \frac{Al \text{ fel}}{16 \text{ fet}} \times \frac{St(\text{mm})}{100}$$

Avec :

$St$  : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

$Al$  : est la section totale des armatures longitudinales,

$\text{fel et fet}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$At \geq \frac{1687,5}{16} \times \frac{320}{100} = 337,5 \text{ cm}^2$$

$$At = 337,5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 108 \text{ HA } \Phi 20.$$

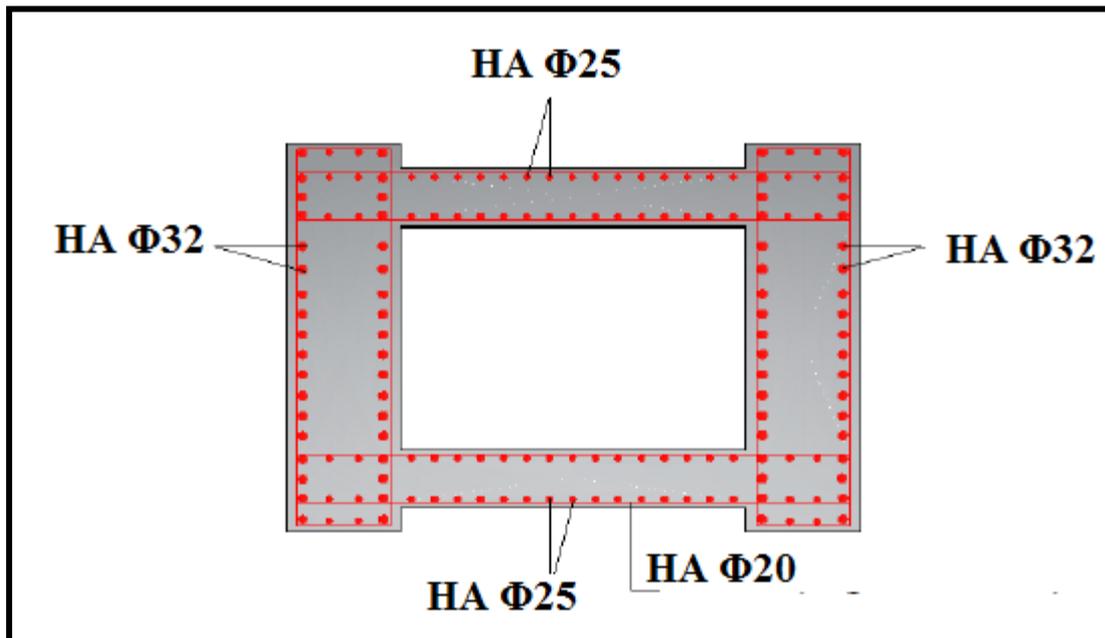


Figure XI-6 : Ferrailage la section de la pile

**C. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :**

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \sqrt{1 - \frac{2 \times G}{\pi \times N}}$$

Les caractéristiques géométriques de la pile sont :

$$I = 38,56 \text{ m}^4$$

$$S = 16,08 \text{ m}^2,$$

$$H = 60 \text{ m}$$

Le poids de la pile :  $G_p = 2332,22 \text{ t}$ .

Les efforts transmis par le tablier :  $N_u = 4171,36 \text{ t}$

$$L_f = 2 \times 60 \sqrt{1 - \frac{2 \times 2332,22}{3,14 \times 4171,36}} = 77,26 \text{ m}$$

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{38,56}{16,08}\right)^{\frac{1}{2}} = 1,548 \text{ m}$$

$$L' \text{ élancement} : \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{77,26}{1,548} = 49 \text{ m}$$

$$\lambda < 50$$



**pas de risque de flambement**

**XI-3- 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.

**XI-3-1- 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  $\Phi = 1,20 \text{ m}$ .

Donc nous avons optés pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

**XI-3-2- 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*) :

**XI-3-2-1- La largeur :**

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$B = 12,8 \text{ m}$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (04).

**L** : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).

**$\Phi$**  : diamètre des pieux (1,20m).

**XI-3-2-2- La longueur :**

$$L_S = (N - 1) \times L + 2 \Phi$$

$$L_S = 12,8 \text{ m}$$

**N** : étant le nombre des files des pieux (4).

**XI-3-2-3- La hauteur :**

$$h_t = \frac{L}{2,6}$$

$$h_t = 1,44 \text{ m} \longrightarrow \text{on prend } h_t = 2,00 \text{ m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

**XI-3-3- Nombre de files de pieux :**

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N}{q}$$

Avec :

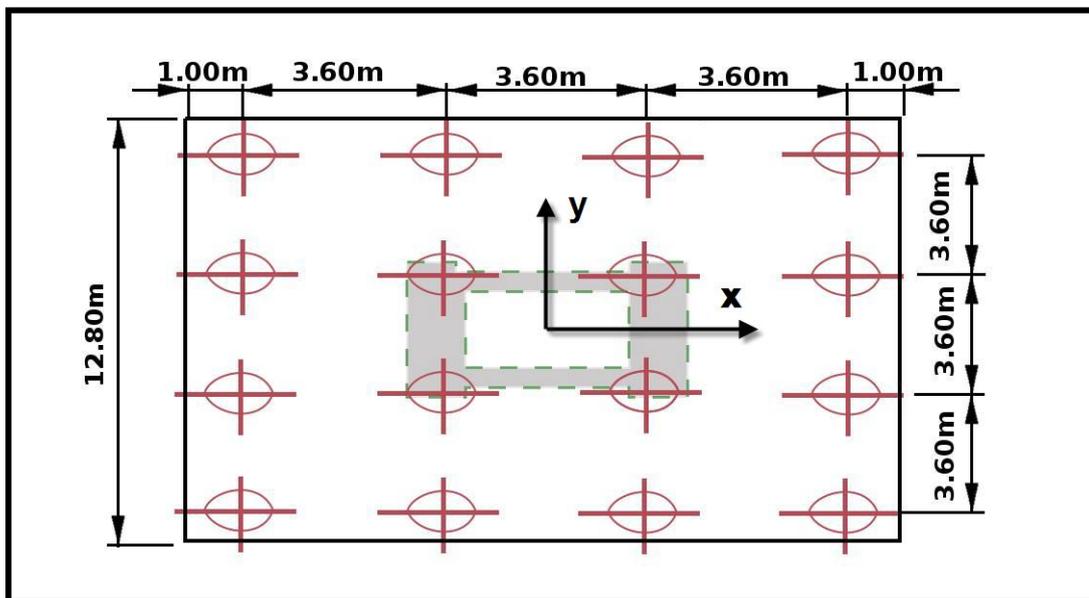
**q** : portance d'un pieu égale à **550 t**. (En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 550 t).

**N** = V + Poids de la pile + Poids de la semelle

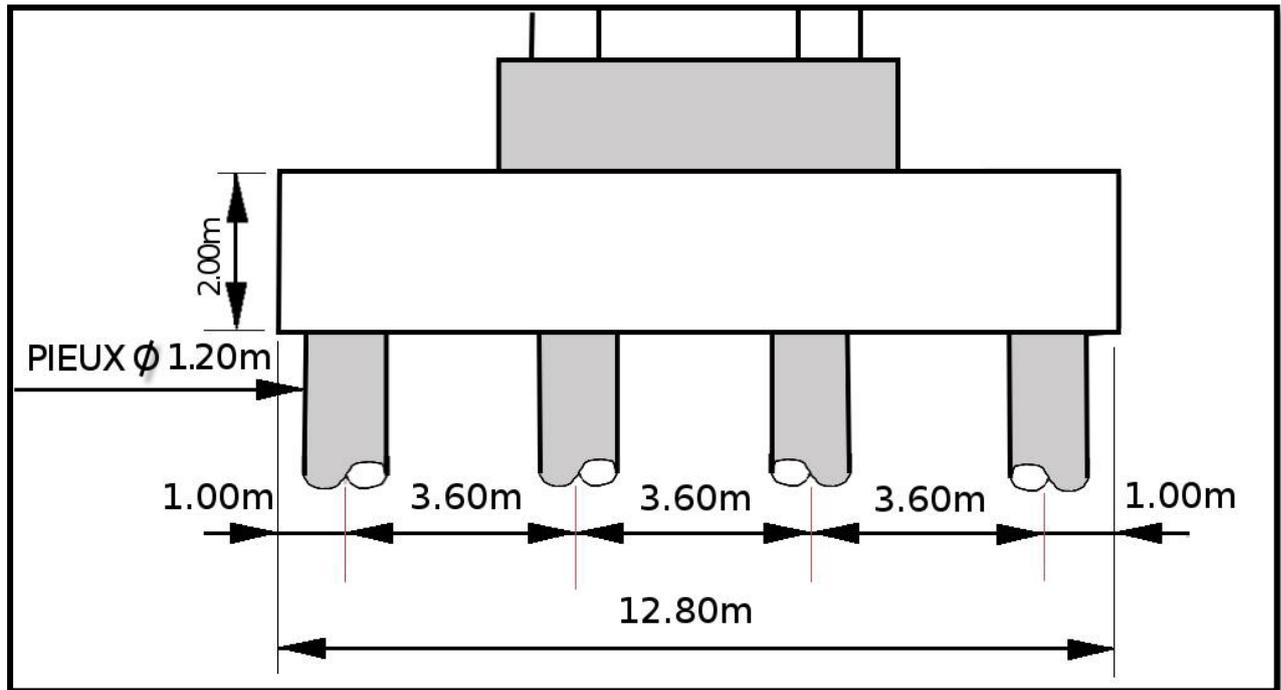
**N** = 4171,36 + 2332,22 + 819,2 = **7322,78 t**

Donc : **n=13,31 pieux**

D'après ce calcul ; nous pouvons prendre un nombre de pieux qui est égal à 14. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16.



***Figure XI-7 : Disposition des pieux au niveau des piles (vue en plan).***



**Figure XI-8 : Coupe transversale (pile + semelle de liaison + pieux).**

#### **XI-3-4- Étude et ferrailage de la semelle :**

##### **XI-3-4-1- Caractéristiques de la semelle :**

Longueur  $L = 12,8\text{m}$ .

Largeur  $B = 12,8\text{ m}$ .

Épaisseur  $E = 2,00\text{ m}$ .

Poids propre de la semelle :  $12,8 \times 12,8 \times 2 \times 2,5 = 819,2\text{ t}$ .

##### **XI-3-4-2- Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à  $(XOY)$ , l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\Sigma y^2} \pm \frac{My \times x}{\Sigma x^2}$$

❖ *Conditions normales :*

$N_{\max} = 6598,3\text{t}$ .

$M_{\max} = 3997,5\text{ t.m}$ .

$$R_i = \frac{6598,3}{16} + \frac{3997,5}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 427,81 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{6598,3}{16} - \frac{3997,5}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 396,97 \text{ t}$$

❖ *Conditions sismiques :*

$$N_{\max} = 4887,63 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 58651,56 \text{ t.m.}$$

$$R_i = \frac{4887,63}{16} + \frac{58651,56}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 531,97 \text{ t}$$

$$R_i = \frac{4887,63}{16} - \frac{58651,56}{((1.8^2) \times 8 + (5.4^2) \times 8)} = 79,19 \text{ t}$$

✚ **Conclusion :**

On constate que :  $R_{\max} = 531,97 < 550 \text{ t}$

**Condition de poinçonnement vérifiée**

$$R_{\min} = 226,27 > 0$$

**Condition de non soulèvement vérifiée**

#### XI-3-4-3- Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :

##### A. Armatures transversales inférieures :

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

Avec :

$$L = 10,8 \text{ m,}$$

$$b = 5 \text{ m,}$$

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 6598,3 \text{ t}$$

$\sigma_s$  : La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante :  $M_x = R_{\max} \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$

$$M_{\max} = 4,15 R_{\max}$$

1) *Condition normale :*

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 40000 = 26\,667 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{427,81}{26\,667} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0340 \text{ m}^2$$

$$A1 = 340 \text{ cm}^2.$$

2) *Condition sismique :*

$$\bar{\sigma}_s = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{531,97}{40000} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0280 \text{ m}^2$$

$$A2 = 280 \text{ cm}^2.$$

✚ Conclusion :

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est : **A1 = 340 cm<sup>2</sup>**.

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une section ( $b_0 \times h$ ) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{\text{semelle}} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{As}{b_0} = 106,25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 22 HA } \Phi 25 \text{ (Asi} = 108,02 \text{ cm}^2)$$

❖ **Condition de non fragilité :** selon le règlement *BAEL91* on a :

$$As_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 79,65 \text{ cm}^2 \leq Asi = 108,02 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité est vérifiée**

3) *L'espacement :*

$$St = \frac{\Phi + H - c}{n - 1} = \frac{1200 + 2000 - 50}{21} = 150 \text{ mm}$$

Avec :

**n** : Nombre de barre.

**c** : Enrobage = 5 cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$St = 15 \text{ cm.}$$

4) *Armatures de répartition:*

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$Ar = \frac{As}{3}$$

$$Ar = \frac{108,02}{3} = 36,006\text{cm}^2$$

$$Ar = 36,006\text{cm}^2 \quad \text{soit : 12HA } \Phi 20 / \text{ ml (A1=37.68 cm}^2\text{), St=15cm}$$

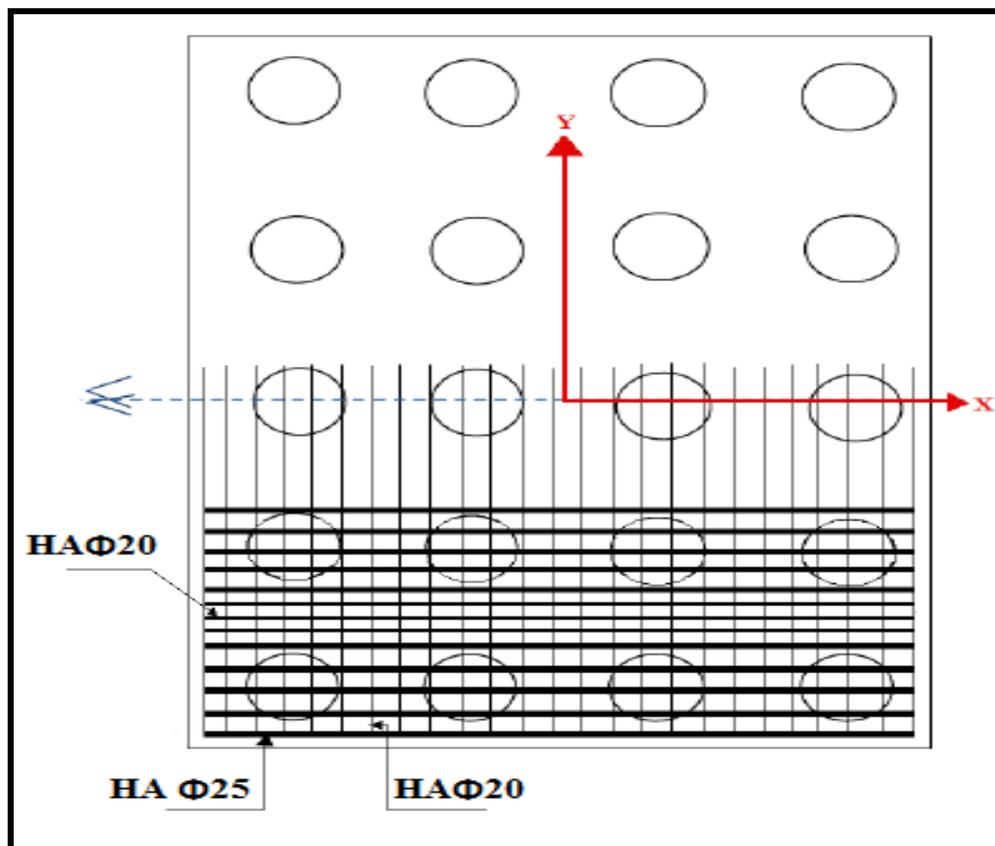
**B. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$Ar = \frac{As}{3}$$

$$Ar = \frac{108,02}{3} = 36,006\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: 12HA } \Phi 20 / \text{ ml (A1=37.68 cm}^2\text{), St=15cm}$$



**Figure XI-9 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)**

C. Armatures de construction :

1) *Armatures transversales supérieures :*

$$A_{ts} = \frac{As}{10}$$

$$A_{ts} = \frac{108,02}{10} = 10,802 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA  $\Phi$  16/ml ( $A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

2) *Armatures longitudinales supérieures :*

$$A_{ls} = \frac{As}{3}$$

$$A_{ls} = \frac{108,02}{3} = 36,006 \text{ cm}^2$$

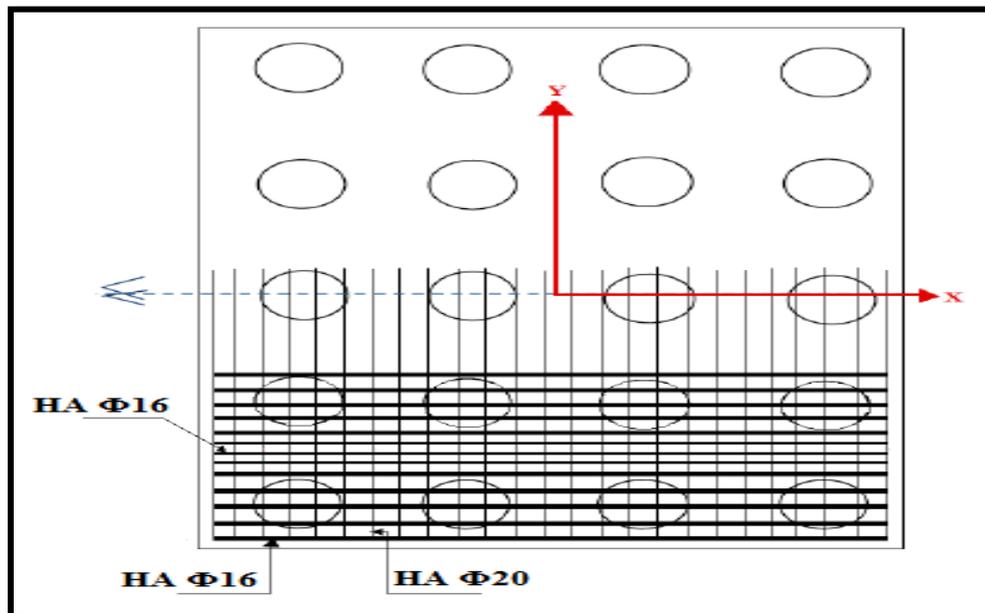
Soit: 12HA  $\Phi$  20/ ml ( $A_{ls} = 37,68 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

3) *Armatures latérale :*

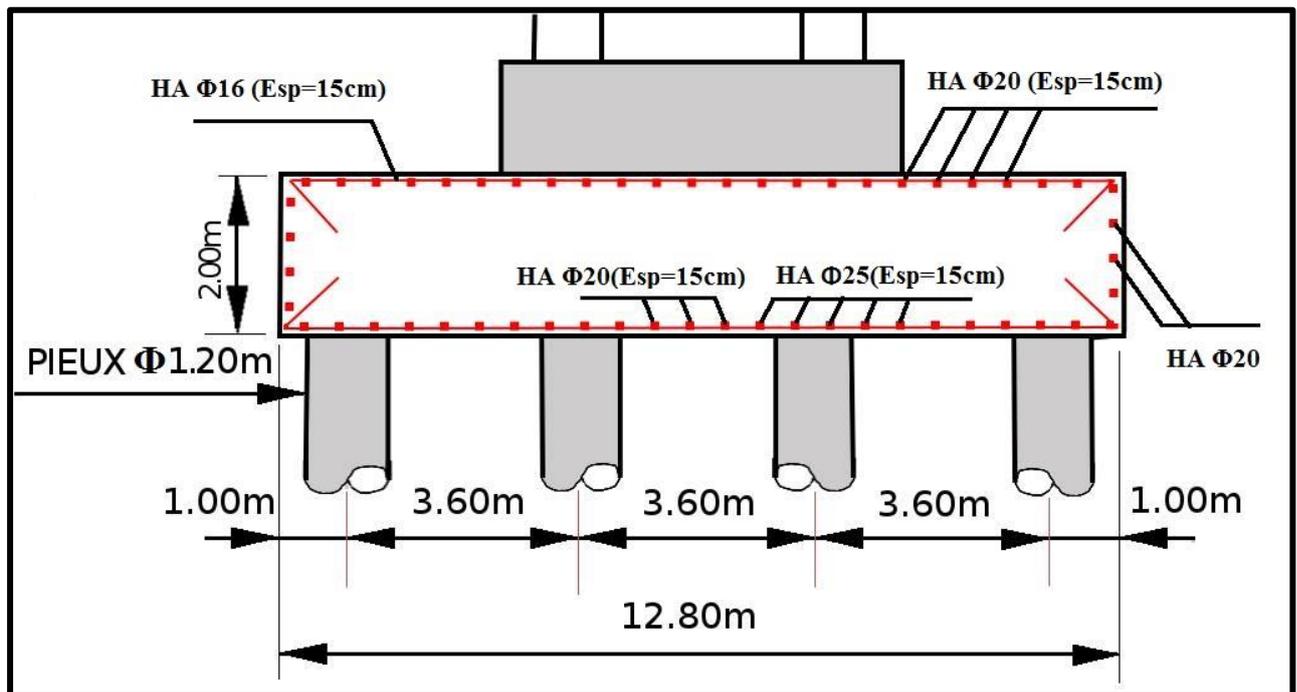
$$A_{la} = \frac{As}{10}$$

$$A_{la} = \frac{108,02}{10} = 10,802 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA  $\Phi$  16/ml ( $A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 16 \text{ cm}$ .



**Figure XI-10 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)**

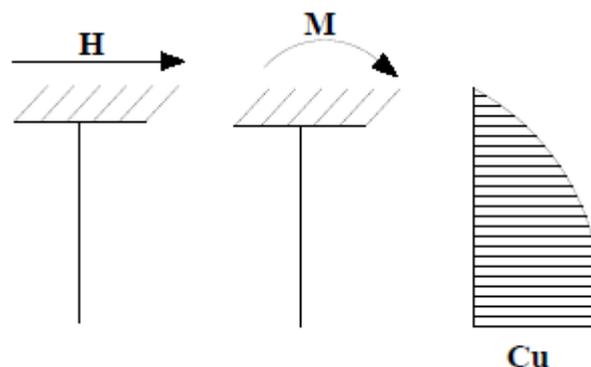


*Figure XI-11 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale)*

#### XI-3-4- Étude et ferrailage des pieux :

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.



**XI-3-4-1- Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$ : 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. Calcul de «  $\lambda$  » :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu \ b}{4EI}}$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

$b = \Phi$  pieu = 120 cm.

$Cu = 3,5$  Kg/cm<sup>3</sup>.

$E$ : module d'élasticité du béton.  $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\ 000$  MPa

$I$  : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\ 000 \times 0,1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1} \longrightarrow \lambda L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

**B. Effort horizontal maximum en tête du pieu «  $\bar{P}$  »:**

$$\bar{P} = \frac{T_y}{16}$$

**❖ Condition normale :**

$T_y = 90,45$  t (page 166 Tableau X-1)

$$\bar{P} = \frac{90,45}{16} = 5,65 \text{ t/pieu}$$

**❖ Condition sismique :**

$T_y = 977,526$  t (page 166 Tableau X-1)

$$\bar{P} = \frac{977,526}{16} = 61,09 \text{ t/pieu}$$

C. Détermination des coefficients «  $\chi_{\theta M}$  » et «  $\chi_{\theta P}$  »:

$\lambda L=2 \longrightarrow \chi_{\theta P}=1,35$  et  $\chi_{\theta M}=1,69$   
 $\lambda L=3 \longrightarrow \chi_{\theta P}=1,16$  et  $\chi_{\theta M}=1,48$

Donc :

$\lambda L = 2.895 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1.19$  et  $\chi_{\theta M} = 1,513$

D. Calcul de  $\bar{M}$  :

❖ Condition normale :

$\bar{P} = 5,65 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -18,75 \text{ t.m}$

❖ Condition sismique :

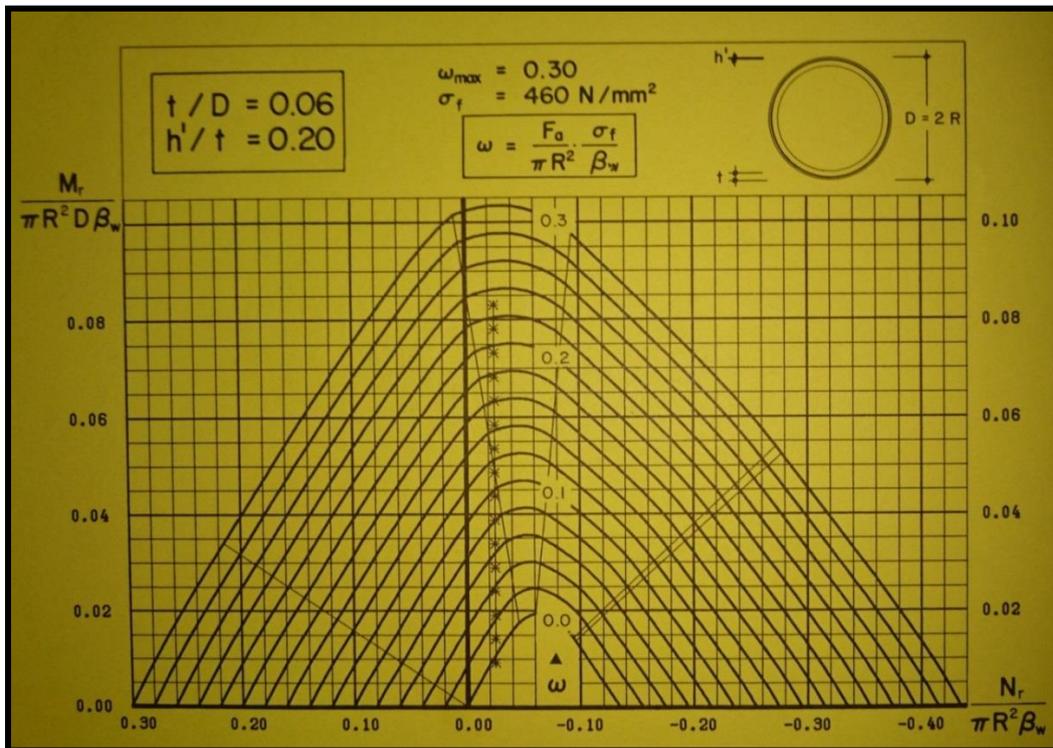
E.  $\bar{P} = 61,09 \text{ t/pieu} \longrightarrow \bar{M} = -202,73 \text{ t.m}$

➤ Donc le moment maximale dans le pieu est  $\bar{M} = -202,73 \text{ t.m}$

XI-3-4-2- Ferrailage des pieux :

A. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des **abaques de Walther** :



XI-12 : abaques de Walther

Figure

## a) Données d'entrée de l'abaque

$$N_{\min} = 79,19 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = - 202,73 \text{ t.m.}$$

## ❖ Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

Avec :

**D** : Diamètre du pieu

**h** : L'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{- 202,73}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = 0,055 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{79,19}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = 0,025 \end{array} \right.$$

Avec:

**β<sub>w</sub>**: Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours (β<sub>w</sub> = 27 MPa=2700 t/m<sup>2</sup>).

**R** : Rayon du pieu.

**D** : Diamètre du pieu

Alors, on tire de l'abaque : **ω = 0,04**

**ω** : Degré mécanique des armatures totales.

$$\omega = \frac{F_a \times f_e}{\pi R^2 \beta_w} \longrightarrow F_a = \omega \times \frac{\pi R^2 \beta_w}{f_e}$$

**F<sub>a</sub>** : la section des armatures.

**f<sub>e</sub> = 400 MPa** (on utilise des FeE400).

$$F_a = 0,04 \times \frac{3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 30,52 \text{ cm.}$$

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1% de la surface du pieu. D'après le CPC (fascicule 68 art. 36).

Alors :

$$A_{\min} = 0,01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4} = 113,04 \text{ cm}^2$$

On prendra **24HA Φ 25** avec un espacement de **15 cm**.

**B. Armatures transversales :**

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires.

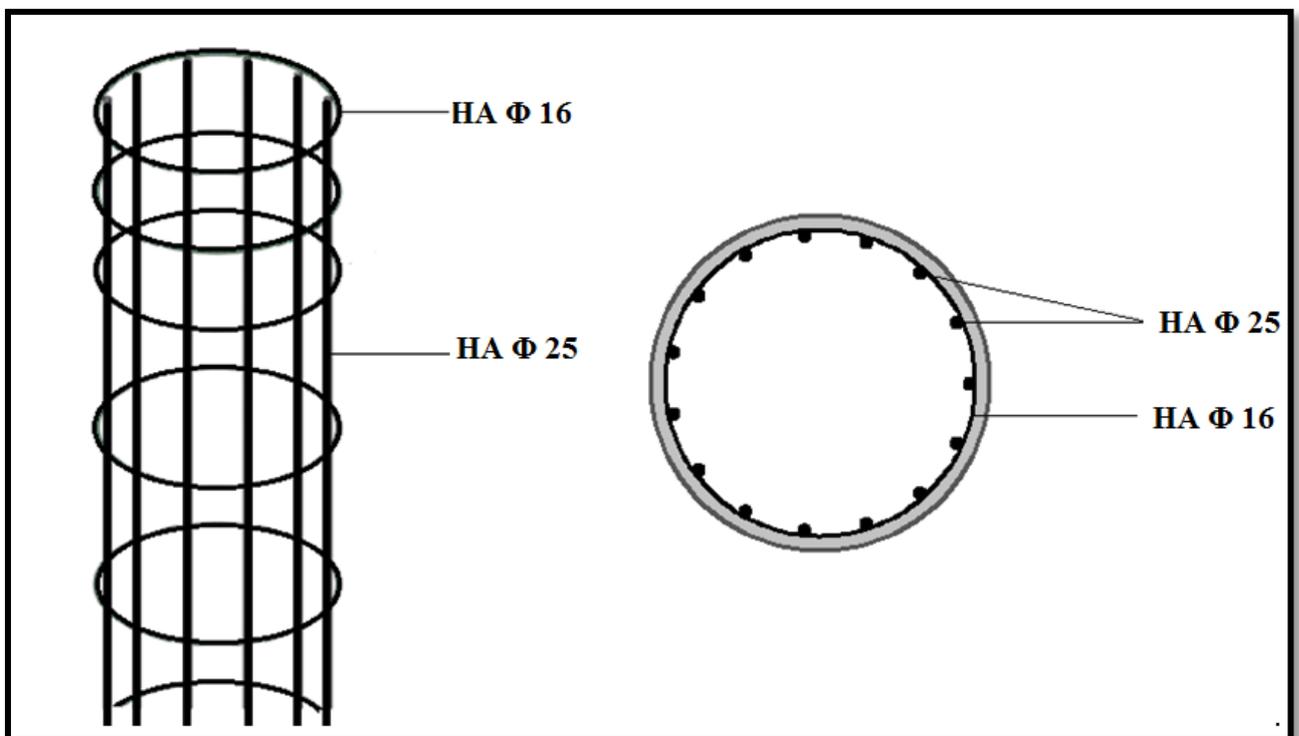
$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3}$$

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.



*Figure XI-13 : Ferrailage du pieu de la pile*

# CHAPITRE XII

*Etude de la culée*

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, son rôle consiste à assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc elle assure 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 celles des piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

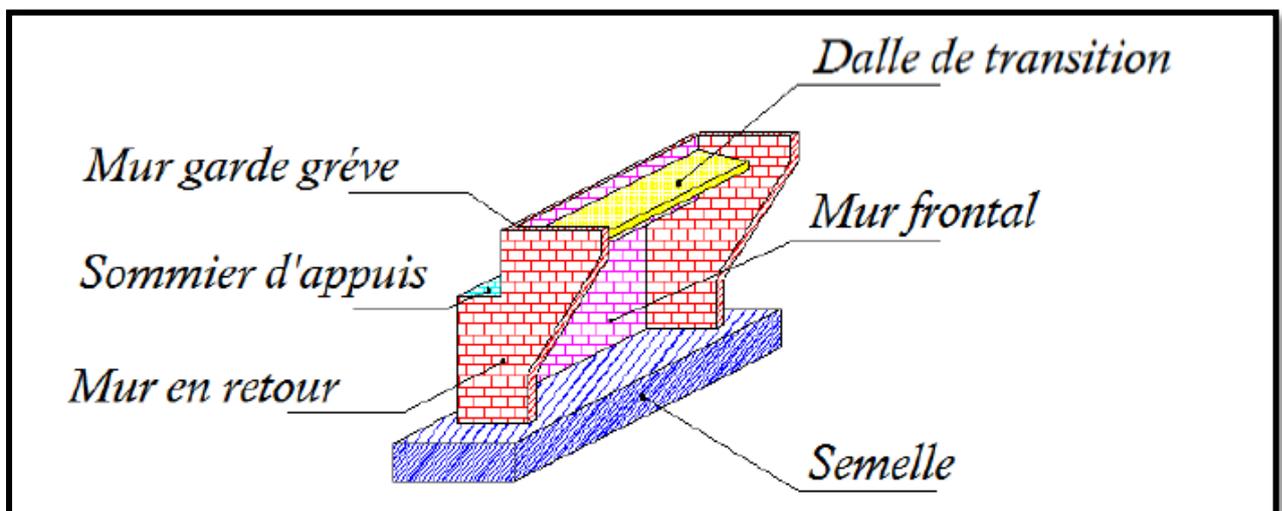
### **XI-1- Choix de la morphologie :**

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblai).
- ✓ Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.



**Figure-XII-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.**

### **XI-2- Implantation de la culée :**

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)	231,52	236,70
Cote de la fondation(m)	221,76	226,27
Hauteur de culées(m)	9,76	11,43
Hauteur de mur de front(m)	6,48	8,11

**Tableau XII-1 : Implantation de la culée.**

### **XI-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).

#### **XI-3-1- Mur de garde grève :**

- **La hauteur du mur garde grève « h » :**

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 3 + 0,15 + 0,1 = 3,25 \text{ m.}$$

- **L'épaisseur du mur :**

$$e = \max \left( 0,3\text{m} ; \frac{h}{8} \right)$$

$$e = (0,3\text{m} ; 0,41\text{m}) = 0,41\text{m} \longrightarrow \text{On prend } e = 0,5\text{m}$$

- **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 13 \text{ m}$$

#### **XI-3-2- Le mur de front :**

- **La hauteur de mur frontale :**

$$h = 8,11\text{m}$$

- **L'épaisseur de mur :**

On prend l'épaisseur  $e = 2 \text{ m}$

- **La longueur de mur frontale :**

$$L = \text{la largeur de tablier, donc} \longrightarrow L = 13,00 \text{ m}$$

**XI-3-3- Les murs en retour :**

- La hauteur des murs en retour :

La hauteur de mur est : celle de la culée  $\longrightarrow$   $h = 10,45\text{m}$

- L'épaisseur du mur en retour :

$e = 80\text{ cm}$ .

- La longueur des murs en retour :

$L = 2,6\text{m}$ .

**XI-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  $H = 10.43\text{ m}$ .

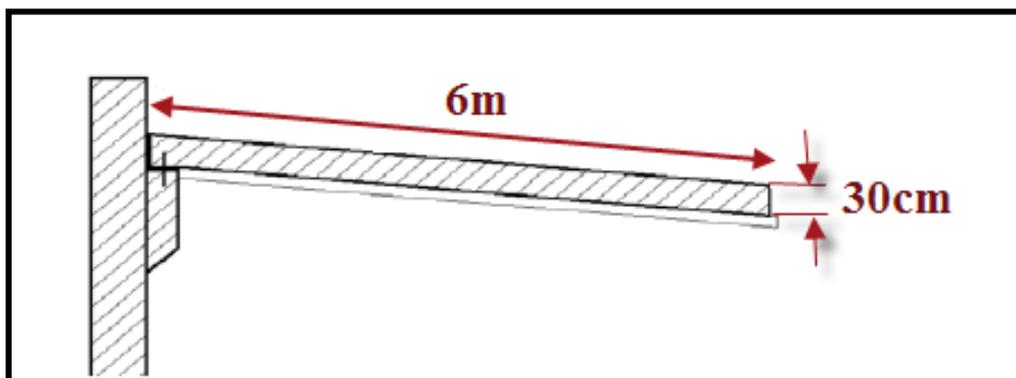
Donc :  $L = \text{Min} [6\text{ m}, \text{Max} (3\text{ m}, 6,26\text{m})]$

Soit :  $L = 6\text{ m}$ .

- L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement  $e = 30\text{cm}$

La dalle de transition suit une pente de  $P = 3\%$ .



**Figure XII-3 : Dalle de transition**

**XI-3-5- La semelle :**

- L'épaisseur de la semelle :

**e = 2 m.**

- La longueur de la semelle:

**L = 13,80 m.** (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)

- La largeur de la semelle :

**B = 5,6 m.** (deux pieux de 1.2 m de diamètre)

**XI-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 = longueur du pont – 2x (épaisseur de mur cache)**

**L = 11,40m.**

- La largeur du sommier:

**B = 2,50 m.**

- ❖ Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend **d = 50 cm.**

**XI-3-7- Les corbeaux :**

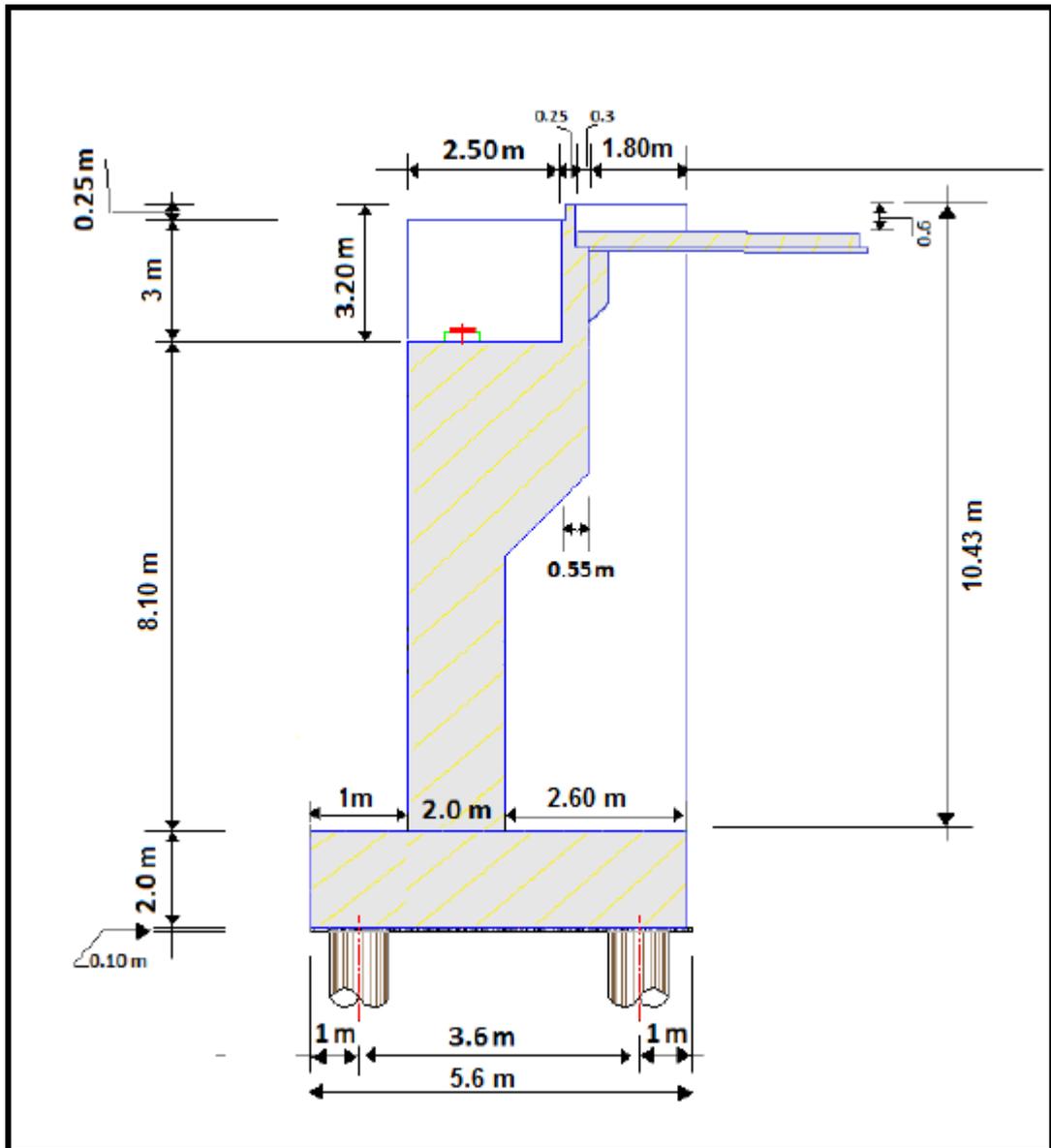
Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.

Il a une forme de trapèze ayant une base de **3,25m**, une petite base de **3 m** et une hauteur de **25cm**.

- La largeur de corbeaux :

**L = longueur du mur garde grève est - 2(épaisseurs du mur en retour)**

**L = 13 - (2 x 0,8) = 11,4 m.**



*Figure XII-4 : Les dimensions de la culée.*

**XI-3- Évaluation des efforts sollicitant la culée :**

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

**XI-3-1- Calcul du coefficient de poussée :**

➤ Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

➤ 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 :

$$\theta = \text{Arc tg} \left( \frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

**K** : coefficient caractérisant le séisme :  $K = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)^2}$

$\epsilon_H = 0,1$  : accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\epsilon_V = 0,07$  : accélération du séisme dans le sens verticale.

(RPOA)

L'effort sismique horizontal :  $H_s = \epsilon_H \cdot G$ .

L'effort sismique vertical :  $V_s = (1 \pm \epsilon_V) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$$\epsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2$$

$$\epsilon_v = 0,3 \quad \epsilon_h = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad \epsilon_V = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad \epsilon_V = 0,07$$

$$\epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad V = - 0,07$$

(RPOA)

Pour les conditions normales :

$$\epsilon_H = \epsilon_V = 0,00$$

$$K = 1$$

$$\theta = \theta^\circ$$

$$K_{ah} = 0,3$$

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

Tableau XII-2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

- *Poussée des surcharges de remblai :*

L'intensité  $q = 1t/m^2$ , qu'on majore par 20 % :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

**S** : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 t/m^3$ , 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 $\ll H \gg$	Bras de levier $\ll V \gg$	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Mur de garde grève		52,81	0	52,81	3,63	11,74	0	191,45
		52,81	5,28	56,51	3,63	11,74	61,97	204,85
		52,81	5,28	52,81	3,63	11,74	61,97	191,45
		52,81	5,28	52,44	3,63	11,74	61,97	190,11
Corbeau		22,27	0	22,27	3,83	10,85	0	85,17
		22,27	2,23	23,82	3,83	10,85	24,16	91,13
		22,27	2,23	22,27	3,83	10,85	24,16	85,17
		22,27	2,23	20,71	3,83	10,85	24,16	79,21
Mur frontal		527,15	0	527,15	2	6,06	0	1054,3
		527,15	52,72	564,05	2	6,06	319,19	1128,1
		527,15	52,72	527,15	2	6,06	319,19	1054,3
		527,15	52,72	490,25	2	6,06	319,19	980,5
Mur en retour		54,24	0	54,24	11,6	7,22	0	629,14
		54,24	5,42	58,03	11,6	7,22	39,13	673,18
		54,24	5,42	54,24	11,6	7,22	39,13	629,14
		54,24	5,42	50,44	11,6	7,22	39,13	585,1
Semelle		386,40	0,00	386,40	2,80	1,00	0,00	1081,92
		386,40	38,64	413,45	2,80	1,00	38,64	1157,65
		386,40	38,64	386,40	2,80	1,00	38,64	1081,92
		386,40	38,64	359,35	2,80	1,00	38,64	1006,19
Dalle de transition		49,50	0,00	49,50	6,80	12,63	0,00	336,60
		49,50	4,95	52,97	6,80	12,63	62,52	360,16
		49,50	4,95	49,50	6,80	12,63	62,52	336,60
		49,50	4,95	46,04	6,80	12,63	62,52	313,04
Poids des terres sur Dalle de transition.		127,80	0,00	127,80	6,80	13,30	0,00	869,04
		127,80	12,78	136,75	6,80	13,30	169,97	929,87
		127,80	12,78	127,80	6,80	13,30	169,97	869,04
		127,80	12,78	118,85	6,80	13,30	169,97	808,21
Poids des terres sur la semelle		608,21	60,82	608,21	5,60	7,70	468,32	3405,99
		608,21	60,82	650,79	5,60	7,70	468,32	3644,41
		608,21	60,82	608,21	5,60	7,70	468,32	3405,99
		608,21	60,82	565,64	5,60	7,70	468,32	3167,57
Poids des surcharges		68,40	0,00	68,40	6,80	13,40	0,00	465,12
		68,40	6,84	73,19	6,80	13,40	91,66	497,68
		68,40	6,84	68,40	6,80	13,40	91,66	465,12
		68,40	6,84	63,61	6,80	13,40	91,66	432,56
Poussé des terres	Mur GG + Mur frontal	440,91	44,09	/	/	5,80	255,73	/
		556,10	55,61	/	/	5,80	322,54	/
		523,00	52,30	/	/	5,80	303,34	/
		496,52	49,65	/	/	5,80	287,98	/

	Semelle	16,54	16,54	/	/	0,67	11,03	/	
		20,87	2,09	/	/	0,67	1,39	/	
		19,62	1,96	/	/	0,67	1,31	/	
		18,58	1,86	/	/	0,67	1,24	/	
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	51,75	51,75	/	/	7,70	398,47	/	
		65,27	6,53	/	/	7,70	50,26	/	
		61,38	6,14	/	/	7,70	47,27	/	
	Semelle	58,28	5,83	/	/	7,70	44,87	/	
		11,03	0,00	/	/	1,00	0,00	/	
		13,91	1,39	/	/	1,00	1,39	/	
		13,08	1,31	/	/	1,00	1,31	/	
			12,38	1,24	/	/	1,00	1,24	/
			<b>Cas 1</b>	<b>173,21</b>	<b>1900,40</b>			<b>1133,55</b>	<b>8118,72</b>
			<b>Cas 2</b>	<b>255,29</b>	<b>2029,55</b>			<b>1651,14</b>	<b>8687,04</b>
		<b>Cas 3</b>	<b>251,39</b>	<b>1896,78</b>			<b>1628,79</b>	<b>8118,72</b>	
		<b>Cas 4</b>	<b>248,25</b>	<b>1767,33</b>			<b>1610,89</b>	<b>5727,57</b>	

**Tableau XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux**

### **XI-3-2- 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	173,21	1900,40	1133,55	8118,72	7,16221	6,33449
2	255,29	2029,55	1651,14	8687,04	5,26124	4,58992
3	251,39	1896,78	1628,79	8118,72	4,98451	4,35621
4	248,25	1767,33	1610,89	5727,57	3,55553	4,11025

**Tableau XII-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 :*

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

✚ **Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que pour les quatre (4) cas sismiques, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées. Donc la stabilité de la culée est assurée.

# CHAPITRE XIII

*Devis quantitatif et  
estimatif*

Le budget alloué pour un projet est l'un des éléments les plus influents dans l'étude et la conception de ce dernier, puisque l'aspect économique aura un impact sur sa réalisation ou non, et même sur la conception de ces différents éléments, pour cela il faut faire une estimation financière des différents coûts d'étude et de réalisation. Cette dernière va nous permettre de comparer les coûts estimés aux bénéfices estimés, autrement dit, la rentabilité du projet et ainsi de juger si le projet mérite d'être réalisé.

Par ailleurs, cela nous permet de vérifier que nous avons le budget nécessaire à la réalisation du projet; et de nous assurer tout au long du projet que nous avons les fonds suffisants.

Enfin, d'une manière générale, connaître les coûts de votre projet augmente vos chances de réussite du projet.

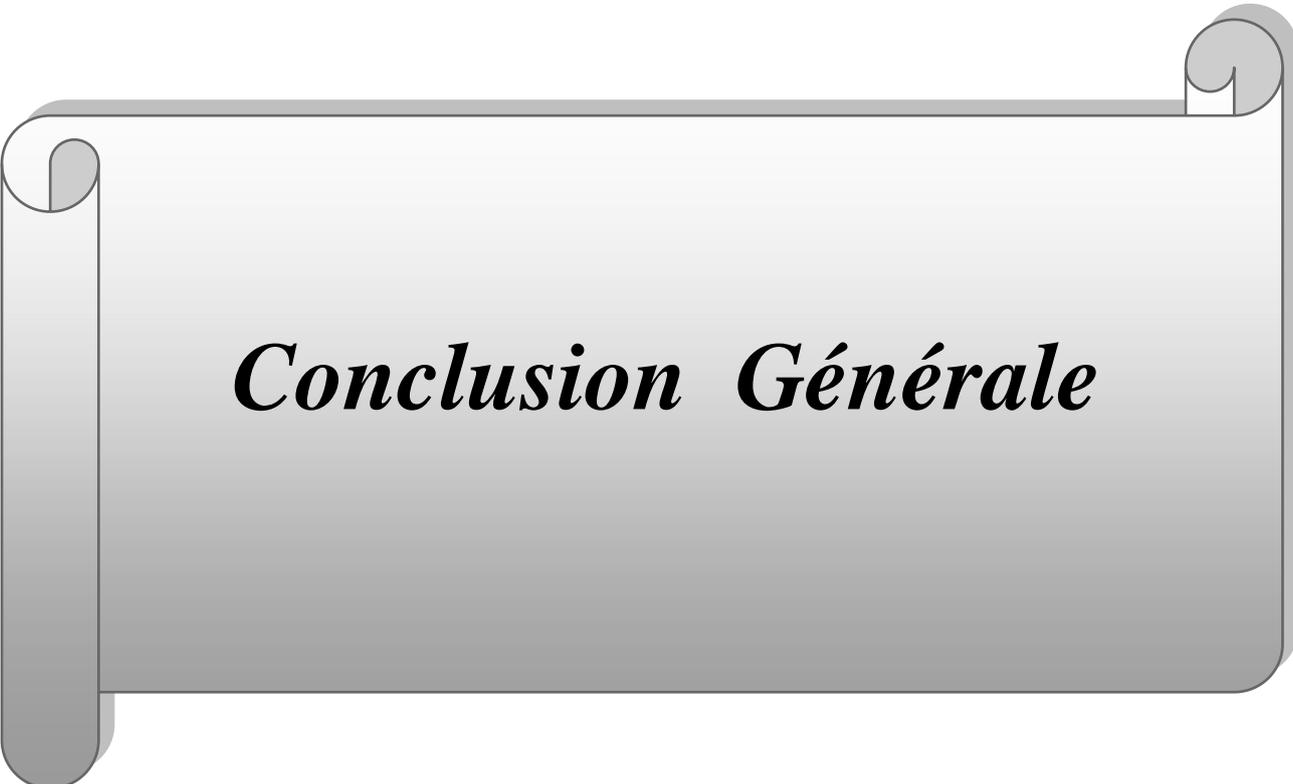
N°	Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant
<b>section 1 : Infrastructure</b>					
1.01	Déblais pour fouille y compris l'épuisement nécessaire.	M <sup>3</sup>	12 500	1000	12500000
1.02	Remblais pour fouilles.	M <sup>3</sup>	10200	1 200,00	12240000
1.03	Remblais derrière les culées et murs de soutènement en matériaux sélectionnés.	M <sup>3</sup>	2800	1 200,00	3360000
1.04	Exécution des pieux.	ML	576	50 000,00	28800000
1.05	Recépage des têtes de pieux.	U	48	25 000,00	1200000
1.06	F/P de béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> de 10cm d'épaisseur.	m <sup>3</sup>	90	10 000,00	900000
1.07	Béton RN27 pour semelles (piles, culées) et dalles de transition.	M <sup>3</sup>	1250	45 000,00	56250000 0
1.08	Béton RN27 pour piles et culées et murs de soutènement.	M <sup>3</sup>	2200	45 000,00	99000000
1.09	Fourniture et mise en place de coffrage pour pile.	M <sup>2</sup>	2150	2 500,00	5375000
1.10	Aciers FeE40 pour infrastructure (semelles, radier, piles, culées).	t	580	115 000,00	66700000
1.11	Badigeonnage des parties enterrées.	M <sup>2</sup>	675	200,00	135000
<b>TOTAL INFRASTRUCTURE :</b>					<b>286 460 000,00</b>

Pour notre projet une étude quantitatif et estimatif a été faite pour estimer le cout totale de la réalisation de notre ouvrage, et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant
<b>Section 2 : Superstructure</b>					
2.01	Déplacement de l'équipage mobile d'un voussoir à un autre.	U	40	80 000,00	3 200 000,00
2.02	Fourniture et mise en place des cintres et échafaudage.	M <sup>2</sup>	1 524	12 000,00	18 288 000,00
2.03	Amenée et montage de l'équipage mobile.	U	2	35 000,00	70 000,00
2.04	Béton RN 35 pour tablier caisson.	M <sup>3</sup>	3 600	45 000,00	162 000 000,00

<b>2.05</b>	Béton RN 27 pour corniche et trottoir.	M <sup>3</sup>	378	20 000,00	7 560 000,00
<b>2.06</b>	Aciers FeE40 pour Tablier caisson.	t	1 174	115 000,00	135 010 000,00
<b>2.07</b>	Aciers de précontrainte pour Tablier caisson.	t	325	500 000,00	162 500 000,00
<b>2.08</b>	Aciers FeE40 pour corniches et trottoirs console, connecteurs...).	t	15	115 000,00	1 725 000,00
<b>2.09</b>	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté.	U	12	140 000,00	1 680 000,00
<b>2.10</b>	Fourniture et pose de joint de chaussée.	ML	27	50 000,00	1 350 000,00
<b>2.11</b>	Chape d'étanchéité sur ouvrage.	M <sup>2</sup>	5 403	1 300,00	7 024 290,00
<b>2.12</b>	Couche de revêtement ep =8 cm.	M <sup>2</sup>	5 922	1 500,00	8 883 000,00
<b>2.13</b>	Fourniture et pose de garde-corps.	ML	282	5 900,00	1 663 800,00
<b>2.14</b>	Gaines PVC 100 mm.	ML	1 700	800,00	1 360 000,00
<b>2.15</b>	Avaloirs en acier Ø400 mm.	U	6	15 000,00	90 000,00
<b>2.16</b>	fourniture et pose de glissière de sécurité y compris accessoires.	ML	564	8 000,00	4 512 000,00
<b>TOTAL SUPERSTRUCTURE :</b>					<b>516 916 090,00</b>
<b>INFRASTRUCTURE :</b>			<b>286 460 000,00</b>		
<b>SUPERSTRUCTURE :</b>			<b>516 916 090,00</b>		
<b>TOTAL GENERAL HT :</b>			<b>803 376 090,00</b>		
<b>TVA 17% :</b>			<b>136 573 935,30</b>		
<b>TOTAL GENERAL TTC :</b>			<b>939 950 025,30</b>		

Arrêté le montant de ce devis en TTC à la somme de : **Neuf cent trente-neuf millions neuf cent cinquante mille vingt-cinq Dinars et trente centimes.**



***Conclusion Générale***

## **Conclusion générale :**

Le franchissement des brèches a toujours été rendu possible par la construction d'ouvrages d'art. C'est dans cette optique que le présent mémoire a été réalisé; concevoir et dimensionner un pont pour le franchissement d'un obstacle naturel, en tenant compte de la sécurité et de l'impact économique et environnemental.

L'ensemble des éléments principaux ont été dimensionnés conformément aux directives imposées par la réglementation (BAEL, BPEL, RPOA).

Dans la première partie, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisante par rapport à l'aspect environnementale et technico-économique.

Nous avons ensuite définis les différents matériaux à utiliser dans notre ouvrage.

Après la détermination des charges et surcharges nous avons calculé les efforts maximaux pour la phase en construction. Puis à l'aide du logiciel Robot Structural qu'est un outil de modélisation, d'analyse et de dimensionnement de différents types de structures nous avons modéliser notre pont déterminer les efforts maximaux en phase de service.

Par la suite nous avons dimensionnés la précontrainte à partir des sollicitations maximales qui résulte à la combinaison la plus défavorable. Les câbles de la précontrainte sont mis en tension suivant les phases de construction (câbles de fléau et continuité).

Après cela nous avons vérifiés les pertes de précontrainte en évaluant les pertes instantanées et différées par rapport à celles estimer initialement, nous avons aussi vérifié les contraintes normales et tangentielles par rapport aux contraintes admissibles.

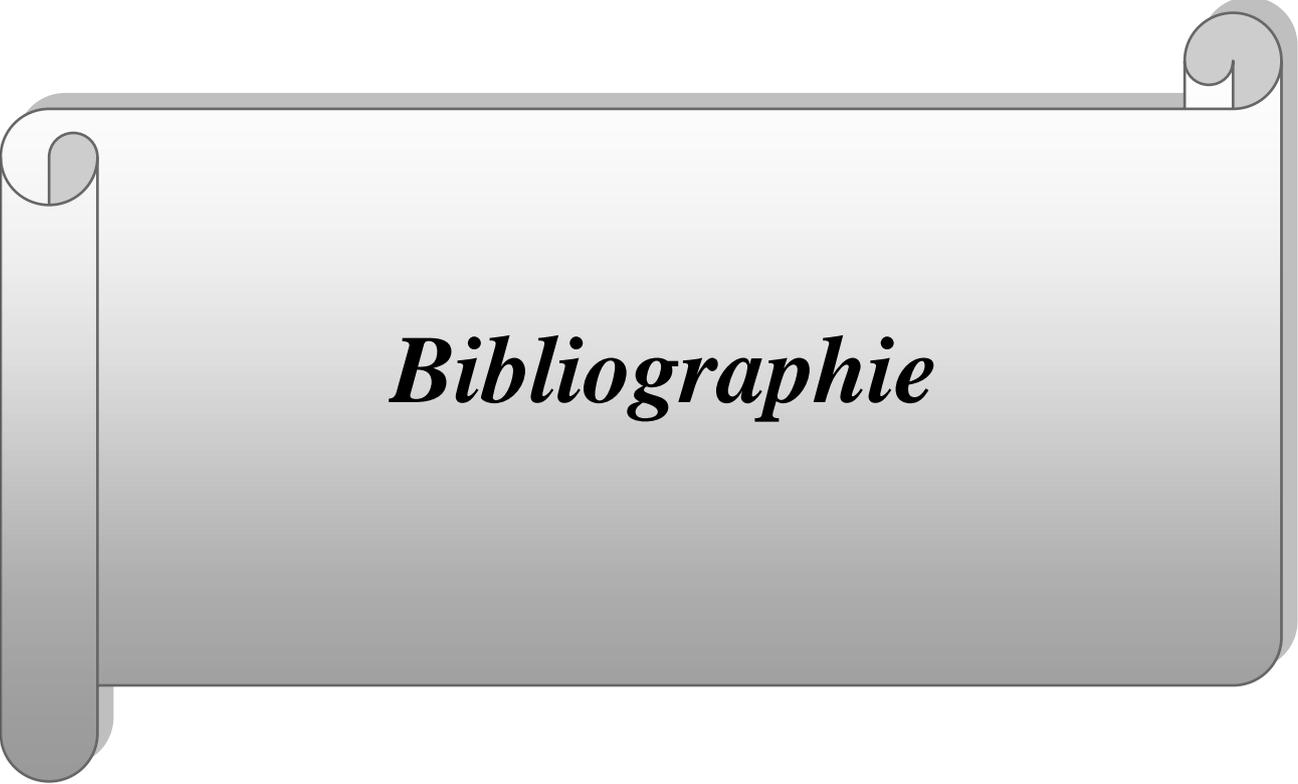
Le travail technique a été achevé avec la conception et l'étude de l'infrastructure à savoir les piles et les culées, en passant bien sûr par les équipements de pont qui sont indispensables dans notre structure.

Nous avons clôturé notre travail par l'aspect économique du projet, en élaborant son devis quantitatif et estimatif.

Notre projet est le couronnement de cinq années d'études, il a permet de tester et de compléter les connaissances déjà acquises et de les réduire en phase pratique.

En matière d'apport personnel, ce projet nous a été extrêmement bénéfique, il nous a permis d'approfondir et enrichir nous connaissances afin d'intégrer avec assurance et confiance le monde professionnel.

Nous espérons que le présent mémoire aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés et qu'il sera bénéfique pour les promotions futures.



***Bibliographie***

## **Bibliographie :**

### **✚ Ouvrage :**

- [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.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** « Seyroles, Paris, 1979 » ;
- [Réf.10] **Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;**
- [Réf.11] **Fascicule n° 6I 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 ».

### **✚ Sites Internet :**

- [Réf.14] [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- [Réf.15] [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [Réf.17] [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

**✚ Thèses :**

- **« Conception et étude d'un pont sur RN° 44 (W) SKIKDA »; proposé par Mr : TIGRINE Nacer, GHANEMI Hakim. encadré par Dr : M.AMIEUR soutenu à l'Ecole National des travaux publics. (Promotion juin 2008)**
- **« 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).**
- **« Étude 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)**