

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
Master en génie civil.**

Option: Voies et Ouvrages d'Art.

THEME

***Etude d'un pont construit par encorbellement
successif avec des voussoirs coulés sur place.***



Proposé par : La direction des travaux publics de Tizi Ouzou.

Présenté par :

Mr. LOULI Djamal.

Mr .BAHLOUL Bayazid.

Encadrés par :

Mr. BOUAFIA.Y

PROMOTION 2015

Remerciements

Le projet de fin d'étude représente l'accomplissement de mon apprentissage du métier d'ingénieur ainsi que la première étape de ma vie professionnelle.

Avant de rentrer dans le développement de ce travail, j'aimerais tout d'abord adresser mes remerciements aux personnes qui m'ont accompagnée et aidé durant ce projet.

Tout d'abord un grand merci à mon encadreur chahour kahina pour sa gentillesse et son aide durant ce modeste travail, elle a suivi minutieusement l'avancement de mon projet et était toujours à l'écoute pour répondre à mes questions.

J'associe à ces remerciements tous les enseignants de l'UNMMTO qui ont pris part à ma formation, sans oublier l'équipe pédagogique et le personnel de la bibliothèque pour leur disponibilité et leur gentillesse.

Enfin Je remercie tous les ingénieurs de ma promotion en général.

DÉDICACES

Nous tenons à dédier ce travail à :

- ❖ Nos très chers parents.
- ❖ Nos chers frères et mes chères sœurs.
- ❖ Nos beaux frères et mes neveux.
- ❖ Tous nos amis (es) .

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Généralités

Introduction.....	1
I.1. Terminologie.....	2
I.2. Le choix du type d'ouvrage.....	3
I.3. Proposition des variantes.....	3
I.3.1. La variante N° 1 : pont à poutre caissons.....	4
I.3.1 -1. Description.....	4
I.3.1-2. Les avantages et les inconvénients.....	5
I.3.2. La variante N°2 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension.....	5
I.3.3. La variante N° 3 : pont mixte.....	7
I.4. Analyse multicritère.....	8
I.5. Conclusion.....	9
I.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue.....	9
I.6-1. Le principe.....	9
I.6-2.Domains d'emploi.....	10
I.6-3. Mode de construction.....	10
I.7. Autre méthode de construction de tablier d'un pont.....	15
I.7-1. Tablier construit sur cintre.....	15
I.7-2. Tablier construit par poussage.....	16

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction.....	17
II. 1. Description et présentation de l'ouvrage.....	18
II.1-1. Données fonctionnelles (géométriques).....	19
II.1-2. Données naturelles.....	21
II. 2. Cinématique de la construction.....	24
II. 2.1. Construction des piles et des culées.....	24
II. 2.2.Construction de fléau sur chaque pile.....	25
II. 2.3.Clavage des travées.....	25

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction.....	27
III.1- Le Béton.....	27
III.1-1 Qualités requises.....	27

III.1-2 Principales caractéristique.....	28
III.2- Les aciers.....	33
III.2.1- Les aciers actifs.....	33
III.2.1-1 Caractéristiques mécaniques	33
III. 2-2 Les aciers passifs.....	36
III.2-2-1 Les contraintes limites (admissibles) à la traction.....	36

CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Introduction.....	38
IV.1- Pré-dimensionnement de la structure longitudinale.....	38
IV.1-1 Répartition des travées.....	38
IV.1-2 Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	39
IV.1-3 Découpage des voussoirs.....	40
IV. 1-4 Hauteur des voussoirs.....	40
IV.2- Pré-dimensionnement de la section transversale.....	41
IV. 2-1 Choix et forme de la section transversale.....	41
IV. 2-2 Epaisseur des âmes.....	42
IV. 2-3 Epaisseur du hourdis supérieur.....	43
IV.2-4 Epaisseur du hourdis inférieure.....	44
IV. 2-5 Les goussets.....	45
IV.3- Caractéristiques géométriques.....	46
IV. 3-1 Section sur pile.....	47
IV. 3-2 Section sur culée.....	49
IV. 3-3 Voussoir plein sur pile.....	50
IV.4- Loi de variation des différents paramètres géométriques.....	51
IV. 4-1 La travée intermédiaire.....	51
IV. 4-2 -La travée de rive.....	53

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Introduction.....	57
V.1.Caractéristiques du pont.....	57
V.2.Evaluation des charges et surcharges.....	58
V.2.1.Charges hors trafic.....	58
V.2.1.1.Les charges permanentes.....	59
V.2.2.Charges du au trafic.....	61
V.2.2.1.Charges routières.....	61
V.2.3.Surcharges sur trottoirs.....	73

V.2.4.Le Vent.....	74
V.2.5. Effet du gradient thermique.....	75
V.2.5.1.Les paramètres influençant le régime thermique.....	75
V.2.5.2.Le comportement thermique (cas d'une poutre isostatique et hyperstatique).....	76
V.2.6.Les déformations différées.....	77
V.2.7.Le séisme.....	77
V.3.Combinaisons des charges.....	78

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Introduction.....	80
VI.1. Etude longitudinale en construction.....	80
VI.1.1.Etude du fléau.....	80
VI.1.1-1 Actions à prendre en compte:(SETRA).....	80
VI.1.1-2- Combinaisons d'actions pour l'étude de la stabilité du fléau (SETRA).....	82
VI.1.2. Clavage des travées.....	86
VI.2. Etude longitudinale en service.....	90

CHAP VII : LA PRECONTRAINT

Histoire de la précontrainte.....	95
VII.1. Principe de la précontrainte	95
VII. 2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage.....	96
VII. 3. Etude de la précontrainte de fléau.....	97
VII. 3.1. Calcul de la précontrainte de fléau.....	97
VII. 3.2. Détermination du nombre de câbles.....	98
VII. 3.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir	99
VII. 3.4. Etude du tracé des câbles.....	101
VII. 3.5 Pertes de précontrainte.....	109
VII. 3.5.1 Les pertes instantanées.....	109
VII. 3.5. 2. Les pertes différées.....	118
VII. 3.5. 3. La perte totale due aux pertes instantanées et différées.....	124
VII.3.6 Vérification des contraintes.....	125
VII.4 Etude de la précontrainte de continuité.....	128
VII. 4.1. Détermination de la précontrainte.....	129
VII. 4.2. Les pertes de précontrainte.....	133
VII.4 .3 . Vérification des contraintes en phase de service.....	136

CHAPITRE VIII : ETUDE TRANSVERSALE

Introduction.....	140
VIII.1. Modélisation.....	140
VIII. 2. Définition des charges.....	141
VIII. 3. Les combinaisons d'actions.....	143
VIII. 4. Les résultats après calculs.....	143
VIII. 4.1. Section près de la pile.....	144
VIII. 4.2. Section à la clé.....	146
VIII. 5. Calcul du ferrailage.....	148
VIII.5.1.Voussoir Prés de la pile.....	148
VIII.5.1. 1. Ferrailage du hourdis supérieur.....	148
VIII.5.1. 2. Ferrailage du hourdis inférieur.....	149
VIII. 5.1. 3. Ferrailage des consoles.....	151
VIII. 5.1. 4. Ferrailage des âmes.....	152
VIII.5.2. Voussoir à la clé.....	153

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

Introduction	155
IX. 1. Détermination de l'effort tranchant.....	155
IX. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures.....	155
IX. 1.2. Effort tranchant du à la précontrainte.....	155
IX. 1.3. Effort tranchant du à la courbure de la poutre (effet RESAL).....	156
IX. 2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.....	156
IX. 3. Etude du bossage.....	160

CHAPITRE X : LES EQUIPEMENTS DE PONT

X.1. Introduction.....	162
X.2. Les appareils d'appui.....	162
X.2.1.Dimensionnement de l'appareil d'appuis.....	164
X.2.1.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action.....	165
X.2.1.2. L'aire des appareils d'appuis.....	165
X.2.1.3. Compression (sous réaction verticale).....	165
X.2.1.4. Distorsion (déformation angulaire).....	166
X.2.1.5. Contrainte de cisaillement due à la rotation.....	167
X.2.1.6. Vérification de l'appareil d'appui.....	168
X.2.1.7. Dimensionnement des frettes.....	169
X.3. Les dés d'appuis.....	170
X.3.1. Les dimensions des dés d'appuis.....	170
X.3.2 Ferrailage des dés d'appui.....	171

X.4. Les joints de chaussée.....	172
X.4.1 Types des joints de chaussée.....	173
X.4.2. Calcul du souffle des joints.....	174
X.5. Evacuation d'eau.....	175
X.6. Le revêtement du tablier.....	176
X.7. Les dispositifs de retenue.....	176
X.8. Les corniches.....	177

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

Introduction.....	178
XI.1. Etude de la pile.....	178
XI.1.1. La géométrie de la pile.....	178
XI.1.1.1. Pré dimensionnement de la pile.....	179
XI.1.1.2. Epaisseur du voile E.....	179
XI.2. Etude et ferrailage de la pile.....	179
XI.2.1. Evaluations des efforts agissant sur la pile.....	179
XI.2.2. Evaluation des charges et des surcharges.....	179
XI.2.2. Charge verticale.....	180
XI.2.2.2. Charge horizontale.....	180
XI.2.3. Ferrailage de la pile.....	181
XI.2.3.1. Armatures longitudinales.....	182
XI.2.3.2 Armatures transversales.....	184
XI.3. Les fondations.....	186
XI.3.1. Choix du type de fondation.....	186
XI.3.2. Nombre de pieux.....	186
XI.3.3. Nombre de files de pieux.....	186
XI.3.4. La semelle.....	187
XI.3.4.1. Etude et ferrailage de la semelle sous pile.....	188
XI.3.4.2. Effort revenant à chaque pieu.....	190
XI.3.4.3 Vérification des pieux.....	191
XI.3.5. Ferrailage de la semelle.....	191
XI.3.5.1. Armatures transversales inférieures.....	191
XI.3.5.2. Armatures longitudinales inférieures.....	192
XI.3.5.3. Armatures de construction.....	193

XI.3.5.4. Armatures latérales.....	193
XI.4. Ferrailage des pieux.....	194
XI.4.1. Vérification des distances entre axes.....	194
XI.4.2. Calcul des efforts le long des pieux.....	194
XI.4.3. Le ferrailage.....	197

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

Introduction	199
XII.1. Choix de la morphologie.....	199
XII.2. Pré-dimensionnement de la culée.....	200
XII.2.1. Mur de garde grève.....	201
XII.2.2. Dalle de transition.....	201
XII.2.3. Mur frontal.....	202
XII.2.4. Mur en retour.....	202
XII.2.5. Le corbeau.....	202
XII.2.6. Sommier d'appui	203
XII.2.7. La semelle.....	203
XII.3. Vérification de la stabilité de la culée.....	203
XII.3.1. Stabilité au renversement.....	205
XII.3.2. Stabilité au glissement	205
XI.4. Ferrailage de la culée.....	207

Liste des figures

Fig. I.1: Les différentes parties d'un pont.....	2
Fig. I.2 : Pont à poutre caisson (Taksebt, Tizi Ouzou).....	4
Fig. I.3: Pont à poutre multiple en béton précontraint.....	6
Fig. I.4 : pont mixte.....	7
Fig. I.5 : deux équipages mobiles.....	11
Fig. I.6 : voussoir préfabriqué.....	12
Fig. I.7 : Construction du viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.....	13
Fig. I.8 : La pose des voussoirs par grue.....	14
Fig. I.9 : chèvre de levage.....	15
Fig. I.10 : Tablier coulé sur cintre.....	15
Fig. I.11 : Construction par poussage.....	16
Fig. II. 1. Situation de l'ouvrage.....	18
Fig. II.2 : Tracé en plan.....	19
Fig. II.3 : Profil en long.....	20
Fig. II.4 : Profil en travers.....	20
Fig. II. 5 : Rapport géotechnique.....	22
Fig. II.6 : Répartition des travées.....	24
Fig. II.7 : Construction des piles et des culées.....	24
Fig. II.8 : Construction des fléaux.....	25
Fig. II.9 : Ferrailage du voussoir de Clavage.....	25
Fig. II. 10 : Clavage des deux travées de rive.....	26
Fig. II. 11 : Clavage de la travée centrale.....	26
Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	29
Fig. III.2 : Acier actif (19T15).....	33
Fig. III.3 : Diagramme contraintes -déformations des aciers de précontrainte.	34
Fig. III.4 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	36
Fig. IV.1: Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.....	39
Fig. IV.2 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	39
Fig. IV.3: Coupe transversale d'un caisson simple à deux âmes.....	42
Fig. IV.4 : Gousset supérieur.....	45
Fig. IV.5 : Gousset inférieur.....	46
Fig. IV.6: Voussoir sur pile.....	47
Fig. IV.7 : Voussoir sur culée.....	49
Fig. IV.8 : Voussoir plein sur pile.....	50
Fig. IV.9 : Variation de (la hauteur et de l'épaisseur) de la travée intermédiaire.....	52
Fig. IV.10 : Variation de (la hauteur et de l'épaisseur) de la travée de rive.....	53
Fig. V .1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.....	57
Fig. V.2 : Glissière de sécurité.....	60
Fig. V.3 : Schéma d'un garde corps.....	60

Fig. V.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	61
Fig. V.5: charges routières.....	62
Fig. V.6 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.....	63
Fig. V.7 : Dimensions du système Bc.....	65
Fig. V.8: Les dimensions du système Bt.....	67
Fig. V.9: Dimensions du système Br.....	69
Fig. V.10 : Les dimensions du système Mc120	70
Fig. V.11 : Dimensions de système D240.....	71
Fig. V.12 : La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.....	75
Fig. V.13 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.....	76
Fig.VI.1. évaluation du poids d'un demi fléau.....	81
Fig.VI.2 : Combinaisons en situation temporaire.....	83
Fig.VI.3 : Combinaisons en situation accidentelle.....	84
Fig.VI.4 : Vue 3D du modèle de calcul.....	84
Fig.VI.5 : Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous A1).....	85
Fig.VI.6 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A1).....	85
Fig. VI.7 : Différents clavages.....	86
Fig. VI.8 : Efforts appliqués sur la travée de rive.....	86
Fig. VI.9: Modèle de calcul de la travée de rive	87
Fig. VI.10 : Diagramme des moments fléchissant après clavage de la travée de rive.....	87
Fig. VI.11 : Diagramme des efforts tranchants après clavage de la travée de rive.....	87
Fig. VI.12 : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage.....	88
Fig.VI.13 Diagramme des moments avant enlèvement de l'équipage de clavage.....	89
Fig.VI.14 : Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de clavage...	89
Fig.VI.15 : Schéma statique après enlèvement de l'équipage de clavage	89
Fig.VI.16 : Diagramme des moments après enlèvement de l'équipage de clavage	90
Fig. VI.17: Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage....	90
Fig. VI.18 : Vue du modèle de calcul en 3D.....	91
Fig.VI.19 : Diagramme des moments sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$	92
Fig. VI.20 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$	92
Fig. VI.21: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + D_{240}$	93
Fig. VI.22 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $G + D_{240}$	93
Fig. VI.23 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $G + CCP$	94
Fig. VI.24 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + CCP$	94
Fig. VII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	101
Fig. VII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.....	102
Fig. VII.3 : Tracé d'un câble en élévation.....	102
Fig. VII. 4 : Tracé des câbles en élévation	106
Fig. VII.5. Tracé en plan d'un câble de fléau.....	106
Fig. VII. 6 : Tracé des câbles en plan.....	108
Fig. VII.7: Diagramme de variation de la tension.....	111
Fig. VII.8 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage.....	113

Fig. VII.9 : Câbles de continuité en travée intermédiaire.....	129
Fig. VII.10 : Câbles de continuité en travée de rive.....	129
Fig. VII .11 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale.....	132
Fig. VII.12 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive.....	133
Fig. VIII .1: Modèle de calcul en 3D.....	140
Fig. VIII.2. Diagramme des moments fléchissants.....	144
Fig. VIII.3. Diagramme des efforts tranchants	144
Fig. VIII. 4. Diagramme des efforts normaux	144
Fig. VIII .5. Diagramme des moments fléchissants.....	145
Fig. VIII .6. Diagramme des efforts tranchants.....	145
Fig. VIII .7. Diagramme des efforts normaux	145
Fig. VIII .8. Diagramme des moments fléchissants	146
Fig. VIII.9. Diagramme des efforts tranchants	146
Fig. VIII .10. Diagramme des efforts normaux	146
Fig. VIII .11. Diagramme des moments fléchissants.....	147
Fig. VIII .12. Diagramme des efforts tranchants.....	147
Fig. VIII .13. Diagramme des efforts normaux	147
Fig. VIII.14 : Ferrailage du voussoir près de la pile.	154
Fig. VIII.15 : Ferrailage du voussoir à la clé.....	154
Fig. IX.1. Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint.....	155
Fig. IX.2.Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable...	156
Fig. IX. 3. Ferrailage du bossage dans un voussoir	160
Fig. IX.4. Détail du ferrailage d'un bossage à un seul ancrage.....	161
Fig.X.1. Appareil d'appui en béton.....	162
Fig.X.2. Appareils d'appuis métalliques.....	163
Fig. X.3. Appareils d'appuis à pot.....	163
Fig. X.4. Appareils d'appui en élastomère fretté.....	163
Fig. X.5 Positionnement de l'appareil d'appui de l'ouvrage.....	164
Fig.X.6.Les dimensions d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	164
Fig.X.7. Déformation d'appareil d'appui sous différentes sollicitations.....	168
Fig.X.8. Dé d'appui.....	170
Fig. X.9. Eléments constitutifs d'un joint de chaussée.....	172
Fig.X.10. Une image réelle d'un joint de chaussée.....	174
Fig.11. Les glissières de sécurité.....	176
Fig.X.12.Exemple d'un garde corps d'un pont.....	177
Fig.13.Les corniches d'un pont.....	177
Fig. XI.1. Système statique.....	182
Fig. XI.2. L'abaque de Walther.....	182
Fig. XI.3. Ferrailage de la pile en élévation.....	185
Fig. XI.4. Ferrailage de la pile en plan.....	185

Fig. XI.5. Coupe transversale de la pile et la semelle.....	188
Fig. XI.6. Coupe longitudinale de la pile.....	189
Fig. XI.7. Coupe transversale d'une semelle.....	192
Fig. XI.8. Ferrailage de la semelle.....	193
Fig. XI.9. Ferrailage de la nappe inférieure.....	194
Fig. XI.10. Abaque de Walther.....	197
Fig. XI.11. Ferrailage du pieu de la pile (coupe transversale).....	198
Fig. XII.1. Les éléments constitutifs d'une culée.....	200
Fig. XII .2. Dalle de transition.....	202

Liste des tableaux

Tab. I.1. Evaluation des critères de choix d'un pont.....	8
Tab. IV.1. Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques....	47
Tab .IV.2 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	48
Tab. IV.3 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.....	49
Tab .IV.4. Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.....	51
Tab.IV.5:Tableau de la variation des différents paramètres de ½ de la travée intermédiaire...	55
Tab.IV.6:Tableau de la variation des différents paramètres de la travée de rive.....	56
Tab. V.1 : Tableau donnant les valeurs de a_1	62
Tab. V. 2: Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	64
Tab. V.3. Valeurs de coefficient b_c en fonction de la classe du pont et de nbre de filles.....	66
Tab. V.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_C	66
Tab V.5 : Valeurs de coefficient bt	68
Tab .V.6 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Bt	68
Tab .V.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Br	69
Tab .V.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120}	71
Tab. V.9 : Les différents coefficients de majoration.....	78
Tab. V. 10 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.....	79
Tab. VII.1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	100
Tab. VII.2: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation	105
Tab. VII.3: Tracé des câbles en plan.....	108
Tab. VII.4: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.....	112
Tab. VII.5: Résultats des pertes de tension par recul d'ancrage des différents câbles.....	115
Tab. VII.6: Résultats des pertes par non simultanéité des différents câbles.....	117
Tab. VII.7: Résultats des pertes de tension dûes au fluage.....	120
Tab. VII.8: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.....	122
Tab. VII.9: Résultats des pertes différées.....	123
Tab. VII.10: Résultats des pertes totales.....	124
Tab. VII.11: Vérification des contraintes en construction.....	127
Tab. VII.12 : Vérification des contraintes en service « à vide » sous $M_{min} : (G + CCP)$	127
Tab. VII.13 : Vérification des contraintes en service « en charge » sous $M_{max} : (G + D_{240})$..	128
Tab. VII.14 : Tableau de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).....	131
Tab.VII.15 : Tableau de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).....	133
Tab. VII.16 : Pertes de précontrainte dans la travée centrale.....	134
Tab. VII.17: Pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	135

Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{\min} : (G + CCP)$	137
Tab. VII.19 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{\max} : (G + D_{240})$	138
Tab. VII.20 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\min} : (G + CCP)$	139
Tab. VII.21 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\max} : (G + D_{240})$	139
Tab. VIII. 1 : Coefficient de majoration de chaque système.....	142
Tab. VIII. 2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	143
Tab. VIII. 3. Ferrailage du hourdis supérieur.....	149
Tab. VIII. 4. Ferrailage du hourdis inférieur.....	150
Tab. VIII. 5. Ferrailage des consoles.....	151
Tab. VIII. 6. Ferrailage des âmes.....	152
Tab. VIII .7. Ferrailage du voussoir à la clé.....	153
Tab. IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée intermédiaire.....	158
Tab. IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.....	159
Tab X.1. Choix des frettes S.E.T.R.A.....	170
Tab. XI.1. Efforts appliqués sur pile.....	181
Tab XI.2. Combinaison des charges appliquées sur la pile.....	182
Tab XI.3 : Valeurs des sollicitations appliquées sur la pile.....	182
Tab XI.4. Efforts appliqués au niveau de la semelle.....	190
Tab. XI.5.Combinaisons des charges.....	190
Tab. XI.6.Réaction maximale et minimale.....	191
Tab. XI.7. Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z.....	197
Tab. XII.1 : Valeurs des coefficients de poussée.....	204
Tab. XII.2 : moments et des efforts globaux.....	206
Tab. XII.3 : Résumés des moments et efforts globaux.....	207
Tab. XII.4 : les différentes vérifications.....	207

Chapitre I

GENERALITES

Introduction :

La recherche de solutions et de nouvelles techniques de réalisation dans le domaine des grands ouvrages de génie civil, et surtout l'audace, la compétence et l'esprit novateur des ingénieurs ont contribué d'une manière considérable à avoir des solutions ingénieuses à des problèmes qui sortent souvent de l'ordinaire.

La conception des ponts modernes est fortement influencée par l'emploi de matériaux aux performances remarquable au développement de méthodes de mise en œuvre pour leur construction à la fois rapides et précises. D'ailleurs certaines familles de ponts en acier ou en béton précontraint tirent leur nom des procédés constructifs employés (ponts poussés, ponts construits par encorbellements successifs). Chacune des méthodes envisageables est généralement associée à un outil utilisé pour la construction du tablier, ces derniers sont souvent des structures complexes et délicates qui doivent être capables de supporter des charges importantes et être réutilisés sur différents projets pour amortir l'investissement que représente leur fabrication. Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients. Il n'y a pratiquement aucune particularité à l'ouvrage privilégiant immédiatement une méthode spécifique ce qui fait que le choix des solutions possibles est une tâche délicate à laquelle un ingénieur peut être amené à faire face, d'où la maîtrise de domaine d'emploi de ces outils est primordiale pour orienter le processus de décision vers la méthode la plus efficace.

La démarche de conception d'un pont doit être menée par un ingénieur expérimenté, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage et possédant une solide culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il dispose. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (effets du vent, des séismes) ou physico-chimiques les plus complexes intéressant le comportement des ponts, offrent à l'ingénieur une plus grande liberté de conception que par le passé.

En fin un pont est un ouvrage d'art qui ne doit pas être dissocié de son environnement, dont il fait une partie intégrante, il est donc indispensable que l'ingénieur prenne l'aspect esthétique en considération au même titre que les autres aspects (économique – technique) parce que un pont ne doit toutefois pas être réduit à sa simple dimension utilitaire puisque il constitue un véritable monument de fierté, un symbole esthétique de grandeur et de puissance.

I. 1. Terminologie :

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

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

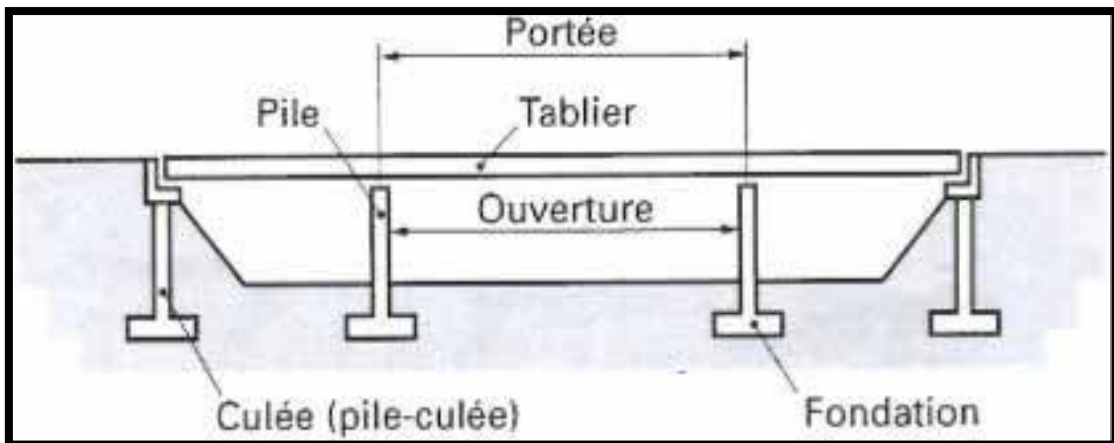


Fig. I.1: Les différentes parties d'un pont.

I.2. Le choix du type d'ouvrage:

Il est assez rare que la prise en considération des différentes contraintes naturelles et fonctionnelles de l'ouvrage conduise à une solution unique pour un franchissement donné. Il conviendra donc, la plupart du temps, d'envisager plusieurs solutions au niveau de l'étude préliminaire, avec une précision plus au moins grande selon leur degré de complexité, afin de comparer de façon aussi fiable que possible les plus adéquates d'entre elles.

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

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments Principaux suivants :

- ✓ La nature du sol.
- ✓ Le profil en long de la chaussée.
- ✓ La position possible pour les appuis.
- ✓ Le gabarit à respecter pour l'oued, le chemin agricole, la voie de circulation.
- ✓ Les conditions sur site (d'exécution et d'accès à l'ouvrage).
- ✓ le cout relié à sa construction et l'apparence de pont en relation avec son entourage.
- ✓ Délais de réalisation.

I.3. Proposition des variantes :

Trois variantes sont envisagées et qui sont susceptibles de satisfaire les conditions imposés.

- **Variante N°1** : Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif.
- **Variante N°2** : Pont mixte.
- **Variante N°3** : Pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension.

I.3.1. la variante N° 1 : pont à poutre caissons :

I.3.1 -1. Description :

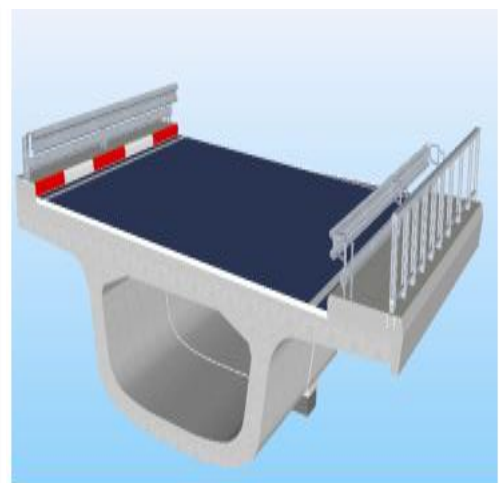
L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Le principe consiste à construire le tablier de pont par tronçons appelé voussoirs à partir des piles, chaque voussoir est 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. En générale la construction s'effectue de manière symétrique de part et d'autre de la pile et Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un « fléau ».

En fait, la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier certes, les poutres continues sur appuis simples représentent la famille de tabliers la plus répandue, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à béquilles ou aux ponts courbé et aux ponts à haubans.



Fig. I.2 : Pont à poutre caisson (Taksebt, Tizi Ouzou).



Coupe transversale (Vue 3D).

I.3.1-2. Les avantages et les inconvénients :

❖ Les avantages :

- ✓ La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en BP très variés
- ✓ La gamme des portés envisageables est très grande (puisque elle permet d'alléger la structure).
- ✓ Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- ✓ la vitesse d'avancement (surtout dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués).
- ✓ Sa structure donne une belle forme esthétique.
- ✓ La méthode peut être mise en œuvre quelles que soit les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, sols de très mauvaise qualité ou site maritime ...).

❖ Les inconvénients :

- ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte.
- ✓ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✓ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- ✓ une étude laborieuse (demande de temps et un volume des calculs important)

I.3.2. La variante N°2 : Pont à poutre multiples en béton précontraint par

Post-tension:

La structure du tablier est composée de plusieurs poutres posées longitudinalement. Cette méthode consiste à préfabriquer les poutres sur une aire de préfabrication et à les mettre en place ensuite. L'utilisation de la préfabrication est systématique car le coulage en place de telles structures seraient trop complexe et ne serait pas pertinent (non économique).

Le béton résiste bien à la compression, mais peu à la traction; on y ajoute donc une Compression permanente dite « précontrainte ».La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront après.

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

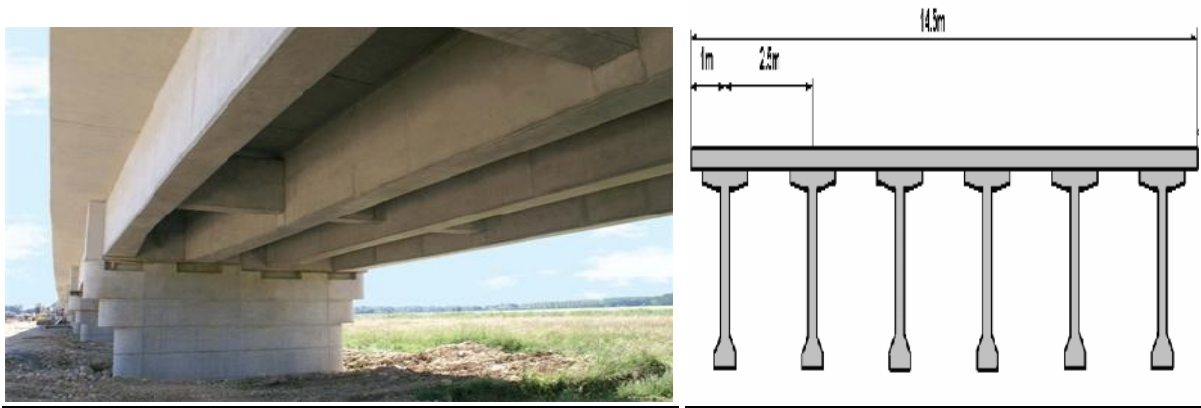


Fig. I.3: Pont à poutre multiple en béton précontraint.

Coupe transversal.

❖ Les avantages :

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

❖ Les inconvénients :

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

I.3.3. la variante N° 3 : pont mixte :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé ou précontraint par l'intermédiaire des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être également sous chaussée ou au-dessus de la chaussée.

Le rôle de ses différents éléments constitutifs est :

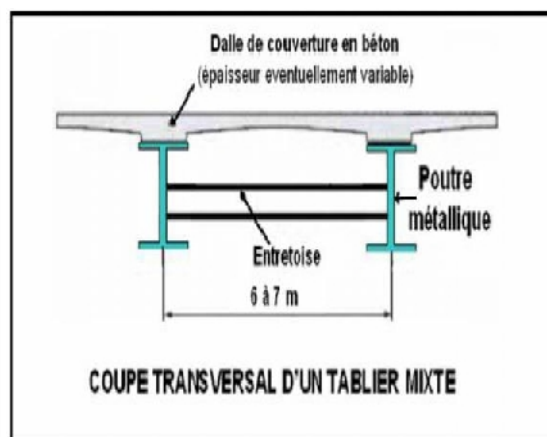
- Le béton assure le rôle de table de compression.
- Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique.
- la dalle est considérée comme participante à la résistance de l'ensemble.

On distingue les poutres en **I** à âme pleine, en treillis, les poutres caissons. Actuellement ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple, chacune est constituée de deux semelles reliées par une âme pleine.

Les deux poutres sont reliées par une entretoise comme illustré dans la figure ci-dessous :



Fig. I.4 : pont mixte.



Coupe transversale.

Les ponts mixtes recouvrent des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques, la gamme usuelle de longueur des poutres métalliques est de 30 à 100 m environ pour les travées indépendantes.

❖ Les avantages :

- ✓ La Possibilité de franchir des grandes portées.
- ✓ La Rapidité d'exécution (gain de temps de construction et diminution de cout).
- ✓ La Précision dimensionnelle des structures.
- ✓ La Légèreté de tabliers (excellent rapport poids/performance de l'acier), donc la diminution du nombre des pieux.
- ✓ Des possibilités d'extension et de réparation des poutres.

❖ Les inconvénients :

- ✓ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- ✓ Le cout est très élevé.
- ✓ La résistance et la stabilité de la structure doivent être vérifiées à tous les stades important du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✓ Le risque du voilement et de déversement des poutres.
- ✓ L'instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- ✓ Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier (Gradient thermique).
- ✓ L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

I.4. Analyse multicritère :

	Pont à poutre-caisson	Pont à poutre multiple en BP	Pont mixte
Economie	+	-	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	-	-
Exécution	/	/	/
délai	/	+	+
coût	-	-	-

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

+ : Favorable.

/ : Médian.

- : Défavorable.

I.5. Conclusion :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes en tenant compte des aspects économique, esthétique et mode de réalisation, nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux à la problématique posée est la variante « **pont construit par encorbellement successif** ».

Il y a lieu de signaler que le choix n'est fait qu'après avoir eu recours à des études approfondies et plus avancées pour chacune des variantes, qu'on a malheureusement pas pu faire à cause de temps limité dont on dispose.

I.6. Technique et mode de construction pour La variante retenue :

I.6-1. le principe :

La construction par encorbellement consiste à réaliser le tablier en console au-dessus du vide, sans cintre ni échafaudage, en opérant par tronçon successif dit « voussoir », en faisant supporter à la partie déjà réalisée le poids des tronçons suivants. La construction des consoles peut être effectuée à partir des piles ou exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement.

A partir des piles, on peut procéder symétriquement (c'est le cas le plus fréquent) afin de ne pas soumettre ces dernières à des moments renversant. On construit d'abord le voussoir sur pile, puis de part et d'autre, on réalise les autres voussoirs successivement, avec mise en tension des câbles de précontraintes qu'en appellent câbles de fléau, la double console ainsi obtenue et appelée « fléau », l'élément (pile/fléaux) est isolé et dit « isostatique », l'opération se reproduit sur chaque pile.

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par un voussoir de clavage pour rétablir la continuité de la structure grâce à des câbles de continuité, ainsi la structure devient alors hyperstatique.

Les voussoirs peuvent être « coulés sur place », dans un équipage mobile, ou « préfabriqués » sur une doucine (coffrage spéciale) ou dans une cellule de préfabrication, celui de clavage est coulé à l'aide d'un seul équipage mobile : un coffrage interne spécial entièrement démontable est mis en place afin de pouvoir le sortir du caisson une fois le voussoir réalisé. Par contre les bouts des travées de rive (proche des culées), est souvent réalisée par un coffrage sur échafaudages de manière à ne pas déstabiliser le fléau.

La construction à partir des culées peut être faite soit par utilisation d'appuis provisoires, soit par solidarisation du tablier par ancrage au niveau des culées, ou en équilibrant la structure par un contre poids.

I.6-2. Domaines d'emploi :

Les portées compétitives de ces ouvrages se situe entre 80 et 150 mètres, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées allant jusqu'à 300 mètres.

Entre 60 et 100 mètres, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, les ouvrages construits selon ce procédé comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires (en général de portée égale à 0,6 ou à 0,7 fois les travées principales). Pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Si cela n'est pas possible, on parle de construction en « **Sur-encorbellement** ».

I.6-3. Mode de construction :

a)- Voussoir coulé sur place:

C'est la technique la plus ancienne et qui ne nécessite pas d'aire de préfabrication. Il existe plusieurs procédés qui peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

❖ Les différentes modes de coulage :

- **Une poutre métallique provisoire**, reposant sur les appuis du pont en cours de construction, sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.
- **Un échafaudage** : se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible.

➤ L'équipage mobile :

Un équipage mobile permet de couler le tablier en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de deux équipages mobiles par chantier, chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant (la progression de l'équipage mobile suit donc l'avancement de la construction du tablier).

L'équipage mobile doit jouer deux rôles :

- être en mesure de supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton.
- assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.

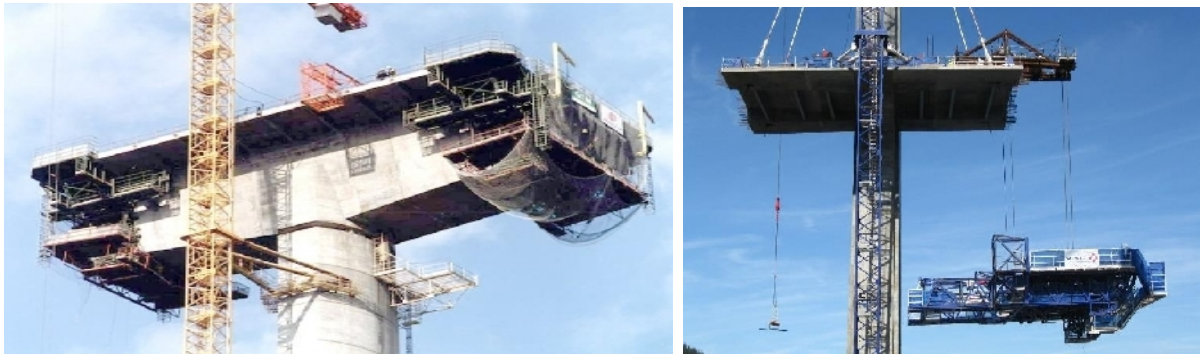


Fig. I.5 : deux équipages mobiles.

Installation d'un équipage mobile haubané.

Il peut être divisé en trois parties distinctes :

- ✓ La partie « coffrage » : qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- ✓ La partie « structure porteuse » : qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.
- ✓ La partie « plateforme de travail » : qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

On peut distinguer trois types d'équipages mobiles selon la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

Au-dessus ou **en-dessous** du niveau du tablier et les équipages mobiles **supportés par des câbles** (dans le cas particulier des ponts en béton haubanés).

■ Remarque :

La construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement c'est à dire :

- la nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles.
- La nécessité des procédés très compliqués et onéreux.

D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs.

b)- Voussoir préfabriqué:

Ce mode de construction peut être envisagé dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution court ou les conditions climatiques sont difficiles. Il présente les avantages suivants:

- La vitesse de réalisation.
- La facilité du contrôle de la qualité du béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne une bonne résistance et laisse au béton le temps de durcir avant la mise en tension.

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.

Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.

- On peut considérer que la préfabrication est économiquement utilisable à partir de 400 voussoirs.
- On peut aussi noter que l'absence de place près du chantier ou des conditions d'accès ardues rendent ce mode de construction difficilement envisageable.



Fig. I.6 : voussoir préfabriqué.

❖ Les différentes méthodes de pose :

Trois méthodes de poses sont principalement utilisées :

Par utilisation des poutres de lancement :

Cet outil, souvent appelé aussi lanceur est un engin de manutention auto déplaçable, qui s'appuie sur le tablier, et les voussoirs préfabriqués lui seront acheminés à l'aide d'un engin roulant sur la partie du tablier déjà construite jusqu'à l'endroit de l'emplacement.

Son coût initial est très élevé (La plupart des poutres de lancements sont composés de treillis en acier à haute résistance élastique), mais la poutre est en général conçue pour être utilisée sur plusieurs chantiers successifs, ce qui permet d'amortir son coût sur une longue période.



Fig. I.7 : Construction du viaduc de l'Ile de Ré à l'aide d'une poutre de lancement.

- Si le pont franchit une étendue d'eau, une poutre de lancement sera plus couramment utilisée que pour les ponts où l'accès à partir du sol est facilité et où l'on préférera l'utilisation d'une grue classique.

➤ **Par utilisation d'une grue :**

La pose des voussoirs préfabriqués se fait à l'aide d'une grue, dans le cas où la hauteur des piles n'est pas trop importante et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier.

Dans le cas où l'ouvrage franchit une étendue d'eau, la pose des voussoirs s'effectue à l'aide d'une grue à flèches en chenilles fixée sur une barge.

- Compte tenu de l'ordre de pose des voussoirs, la grue se déplace en permanence d'une extrémité du fléau à l'autre.



Fig. I.8 : La pose des voussoirs par grue.

➤ **Par utilisation des chèvres de levage :**

Les chèvres de levage sont appropriées pour la construction des ponts en encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués ainsi que les ponts en acier (haubanés, tabliers mixtes, ...). La première fonction d'une chèvre de levage est de récupérer les voussoirs depuis un véhicule de transport (fardier, barge, ...) et de le placer à sa position finale.

Une fois que le voussoir est fixé par les câbles de précontrainte la chèvre de levage peut relâcher le voussoir.

La chèvre de levage doit être capable de se déplacer et on distingue deux principaux systèmes de levages:

- Les vérins à câble : cette méthode est assez simple mais nécessite un grand nombre d'ouvriers pendant la phase de levage. De plus la durée du levage est beaucoup plus longue qu'avec des treuils.
- Les treuils : ce mécanisme est assez complexe à dimensionner, c'est pourquoi les treuils sont souvent plus coûteux que les vérins. Leur principal avantage réside dans leur durée de levage réduite. Cela peut constituer un facteur décisif lors de la conception de la chèvre de levage.

Le levage est totalement dépendant des conditions météorologiques (vent fort, mer agitée...).



Fig. I.9 : chèvre de levage.

I.7. Autre méthode de construction de tablier d'un pont :

La construction de tablier d'un pont peut se faire par d'autres méthodes que celle de l'encorbellement, dont on cite :

I.7-1. Tablier construit sur cintre:

Dans les cas les plus courants, le tablier est coulé sur un cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de fabriquer le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal.

Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale.



Fig. I.10 : Tablier coulé sur cintre.

I. 7-2. Tablier construit par poussage :

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à faire construire le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe à l'aide des vérins, en le faisant glisser sur sa culée et sur ses piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber. Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est réalisé par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Fig. I.11 : Construction par poussage.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Aujourd'hui le développement socio-économique, voire culturel d'un pays se traduit par la qualité de différentes voies de communications: aériennes, maritimes et terrestres (routes, voies ferrées, métros et tramways, etc.).

C'est dans ce contexte que l'Algérie a décidé d'investir dans de nombreuses grandes infrastructures routières dont certaines ont déjà été réalisées (autoroute Est-Ouest) et d'autres en phase de construction (Hauts-plateaux, voies rapides en Kabylie.. etc.), ce gigantesque programme que l'Algérie entreprend à grands frais s'inscrit dans un schéma national d'aménagement du territoire (SNAT) qu'elle réalisera à l'horizon 2025. Car avec l'augmentation prodigieuse du trafic routier, l'Algérie est dans l'obligation de passer à un autre stade d'aménagement des routes avec notamment, la construction de voies de grande capacité en mesure de prendre en charge les surcroits d'une demande de transport en constante progression, pour éviter l'asphyxie des réseaux les plus sollicités. l'Algérie doit également augmenter à travers l'ensemble de son territoire la capacité du réseau existant et réaliser de nouvelles routes modernes susceptibles de supporter de grand flux de véhicules et desservir du mieux possible l'Algérie profonde en améliorant notamment l'accessibilité des vastes régions du sud et permettre à notre économie de mieux tourner .

La construction d'un grand réseau autoroutier exige également la construction d'autres infrastructures d'envergures tels que les ponts, tunnels et trémies.....Etc. L'un de ces ouvrages d'art, plus précisément un viaduc construit en encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place, fera l'objet d'une étude exhaustive pour notre projet de fin d'étude.



Fig. II. 1. Situation de l'ouvrage.

II. 1. Description et présentation de l'ouvrage :

Ce projet a été proposé par la Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Tizi-Ouzou. L'ouvrage est situé au kilomètre 11 (en partant de Bouira) de la pénétrante autoroutière qui devra relier, sur une distance de 48 km, la wilaya de Tizi- Ouzou à l'autoroute Est- ouest.

L'ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de 1 m, construits par encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place (chaque viaduc porte 3 voies dans un seul sens de circulation). Donc l'étude peut se faire uniquement sur un seul viaduc.

Notre viaduc est constitué d'un tablier de type caisson fermé (deux âmes) à hauteur variable et d'une largeur totale de 13 m.

La longueur totale du pont est de 320 m, composée de trois travées :

- Deux travées de rives ayant chacune 85m de longueur.
- Une travée centrale (intermédiaire) de 150 m de long.

Le viaduc possède une pente longitudinale de 0,53 % et une pente transversale de 2,5 %.

Le tablier repose sur deux piles (en béton armé) de hauteurs respectives 7,5 m et 6,60 m et deux culées. (Les piles sont encastées à la semelle et semi encastées au niveau du tablier).

Les semelles sont fondées sur groupe des pieux de diamètre de 1.2 m.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

La conception d'un pont doit satisfaire les deux exigences (ou données fondamentales) pour qu'il puisse offrir des services adéquats aux usagers.

- « Exigences (ou données) fonctionnelles » :
- « Exigences (ou données) naturelles » :

II.1-1. Données fonctionnelles (géométrique) :

Ce sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

a)- Données relatives à la voie portée :

Les caractéristiques fonctionnelles relatives à la voie portée sont :

➤ Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection verticale sur un plan horizontal de la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Cela permet de définir la longueur de l'ouvrage, le biais et la courbure s'ils existent.

On remarque que l'ouvrage présente une légère courbure de rayon $R=1200$ m, sur une partie du pont.

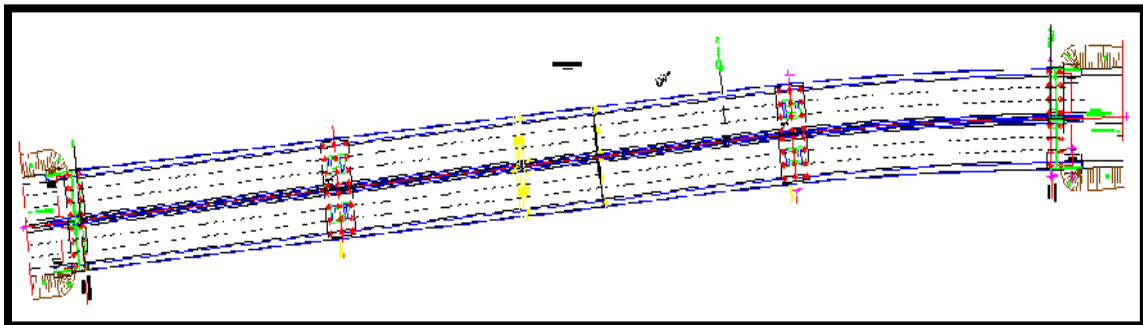


Fig. II.2 : Tracé en plan

➤ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. En générale il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux, pour des raisons architecturales et d'écoulement des eaux pluviales.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0,53 %.

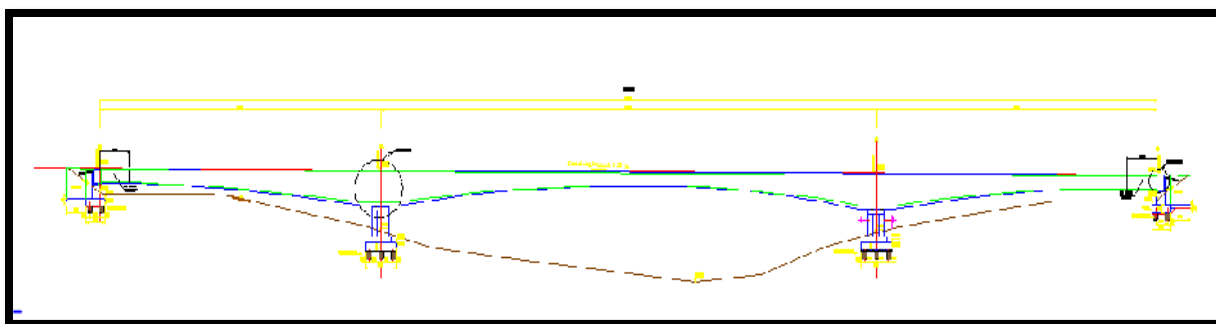


Fig. II.3 : Profil en long.

➤ profil en travers :

Le profil en travers présente l'ensemble des éléments qui définissent les caractéristiques géométriques et les équipements de la voie dans le sens transversal, il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier ou de l'élargir à l'avenir.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur utilisée: 13 m
- Largeur roulable : 10 m
- Nombre de voies de circulations : 3voies
- Largeur de trottoir : 1,5 m pour le trottoir à droite.
- Le devers : 2,5%

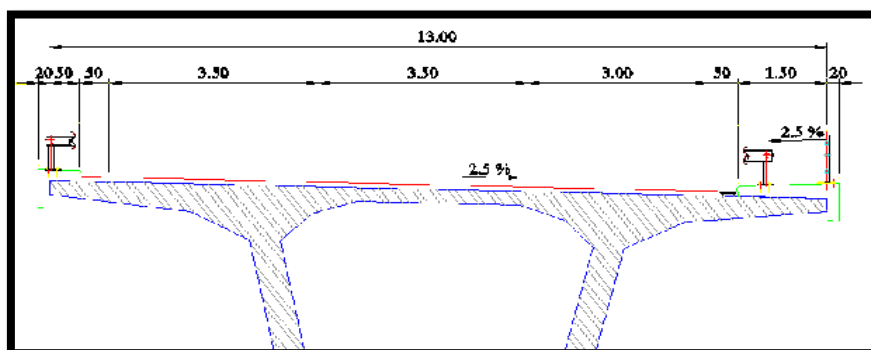


Fig. II.4 : Profil en travers.

b)- Données relatives à l'obstacle franchi :

➤ les hauteurs libres :

Le gabarit caractérise la hauteur statique maximale d'un véhicule chargement compris, dont le passage doit être accepté sous le pont. Cette notion ne doit pas être confondue avec celle de hauteur libre ou (tirant d'air) qui représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme et de la sous face de l'ouvrage.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

La hauteur libre minimale sous ouvrage d'art est:

4,30 m sur l'ensemble du réseau routier national, wilaya et communal.

4,50 m pour les grandes routes de trafic international

4,75 m sur les autoroutes.

5,00 m dans le cas des ouvrages routiers sur voies ferrées.

- Une revanche de 10 cm doit être ajoutée à ces valeurs pour tenir compte d'éventuels renforcements de la chaussée et de possibles tassements des appuis.

➤ **Les ouvertures :**

La notion d'ouverture ne concerne en fait que les franchissements de voies routières.

Pour toute voie routière passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite compté entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent.

II.1-2. données naturelles :

C'est l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception, donc la visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité, c'est une étape cruciale.

Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après :

➤ **Données géotechniques :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol et le niveau de la nappe d'eau est un paramètre primordial qui permet : de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure, de définir le type de l'ouvrage convenant le mieux à la brèche et enfin elle conditionne le type de fondation pour les appuis ainsi que leurs procédés d'exécution, dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir sont :

- paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- compacité (pour les problèmes de terrassement).
- perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Ces essais, réalisés par le Laboratoire Central des Travaux Publics, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.

Les résultats des sondages géotechniques sont comme illustré sur la figure ci-dessous:

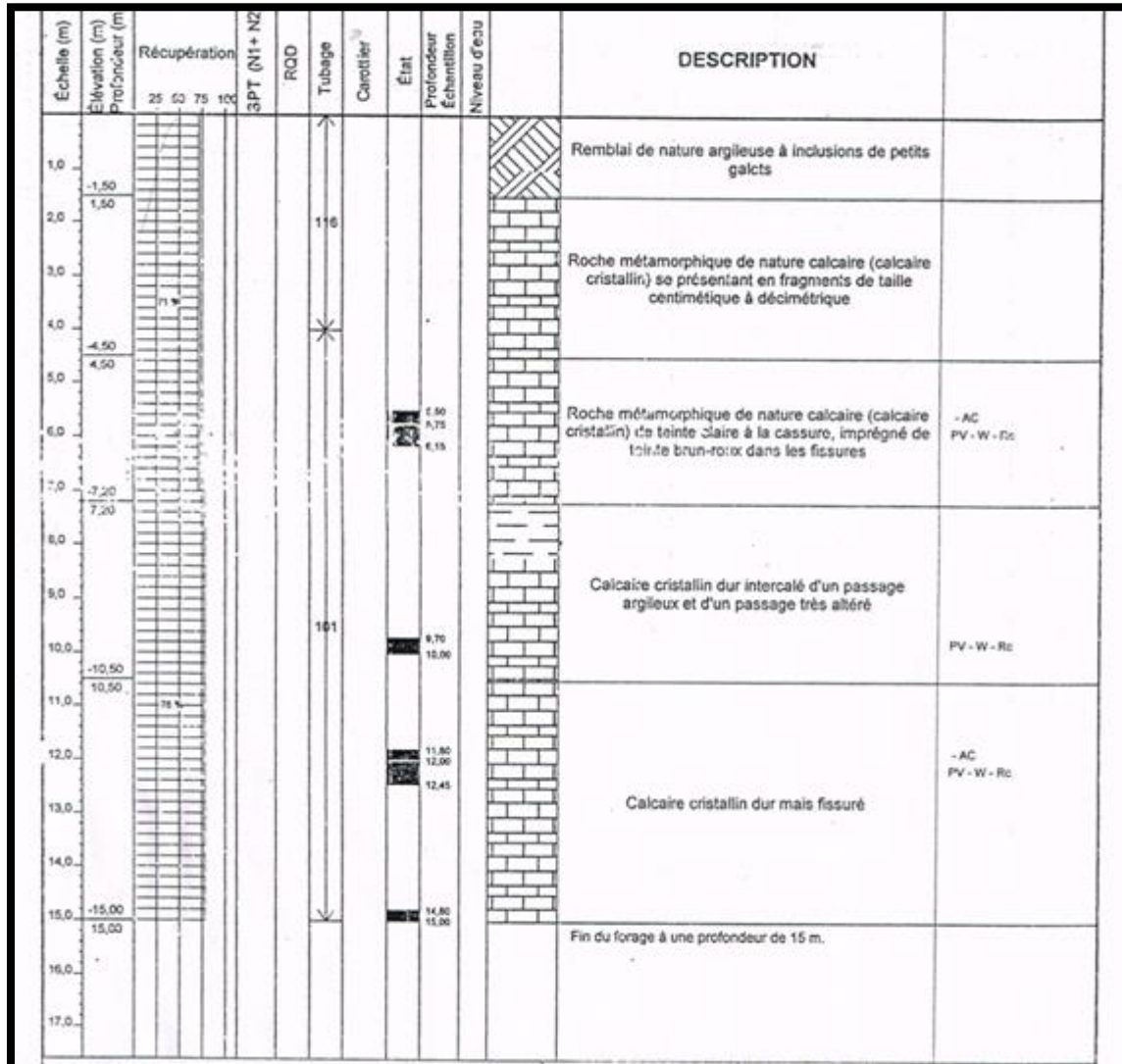


Fig. II. 5 : Rapport géotechnique.

D'après ce rapport, le sol en place possède des caractéristiques médiocres, donc on va opter, dans la suite de notre étude, pour l'utilisation de fondations profondes.

■ Remarque :

L'estimation des fondations est délicate, car malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises. Donc au niveau de sol de fondation, une attention particulière doit être apportée aux accidents tels que failles, qui peuvent donner lieu à des complications et majorations de cout énormes à l'exécution s'ils n'ont pas été décelés en temps utile.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

➤ **Données hydraulique :(l'hydrologie) :**

Dans le cas du franchissement d'un cours, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

➤ **Données topographique :**

Il convient de disposer d'un relevé topographique le plus précis possible, avec l'indication de repères de niveau, et d'une vue en plan du site afin d'implanter correctement l'ouvrage, de définir les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ou toute autre installation annexe.

➤ **Données sismiques :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est classée par le Règlement parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone II A c'est-à-dire une zone à sismicité moyenne.

➤ **Données climatiques :**

• **La Température :**

Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

• **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).

- **Le vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, Titre II définissant les surcharges appliqués aux ponts routiers. On prend une surcharge du vent répartie de $0,125 \text{ t/m}^2$ en phase de construction et $0,2 \text{ t/m}^2$ en phase de service.

II. 2. Cinématique de la construction :

L'ouvrage a une longueur totale de 320 m, avec deux fléaux de $(2 \times 148 \text{ m})$, construit en encorbellement et deux parties coulées sur cintre de 9 m chacune, qui seront ensuite clavés entre eux par trois voussoirs de clavage de 2 m chacune comme illustré sur la figure ci-dessous :

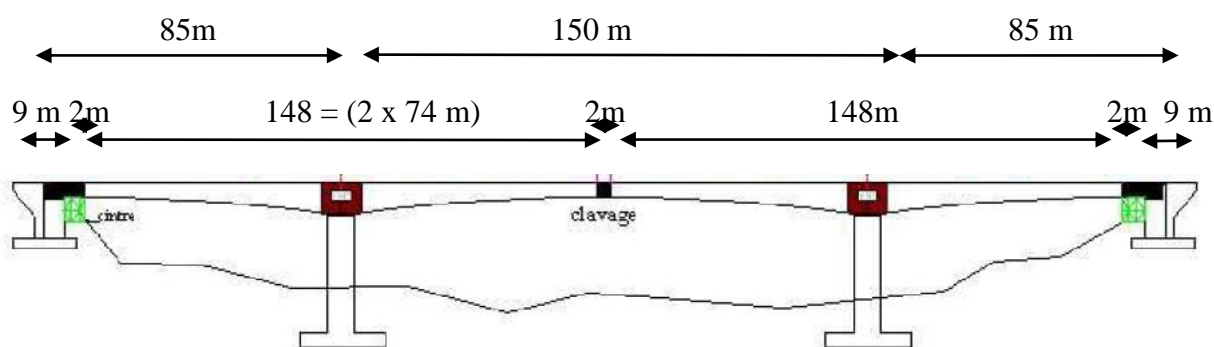


Fig. II.6 : Répartition des travées.

II. 2.1. Construction des piles et des culées :

On commence par l'aménagement des voies d'accès et par exécuter les terrassements nécessaires à l'exécution des fondations, ensuite on débute par la construction des culées et des piles.

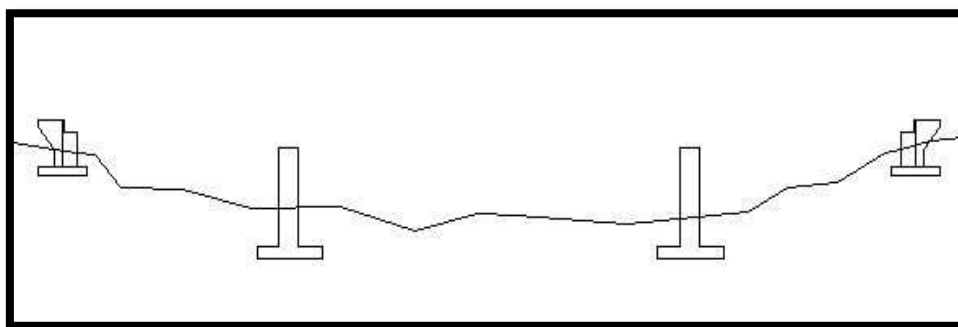


Fig. II.7 : Construction des piles et des culées.

II. 2.2. Construction de fléau sur chaque pile:

Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés sur place, à l'aide d'un coffrage mobile, de part et d'autre de la pile symétriquement. La longueur du voussoir sur pile sera plus grande (environ 8 m soit la longueur de deux voussoirs courants) pour permettre de placer les 2 équipages mobiles de chaque côté du fléau et réaliser convenablement la mise en tension des câbles.

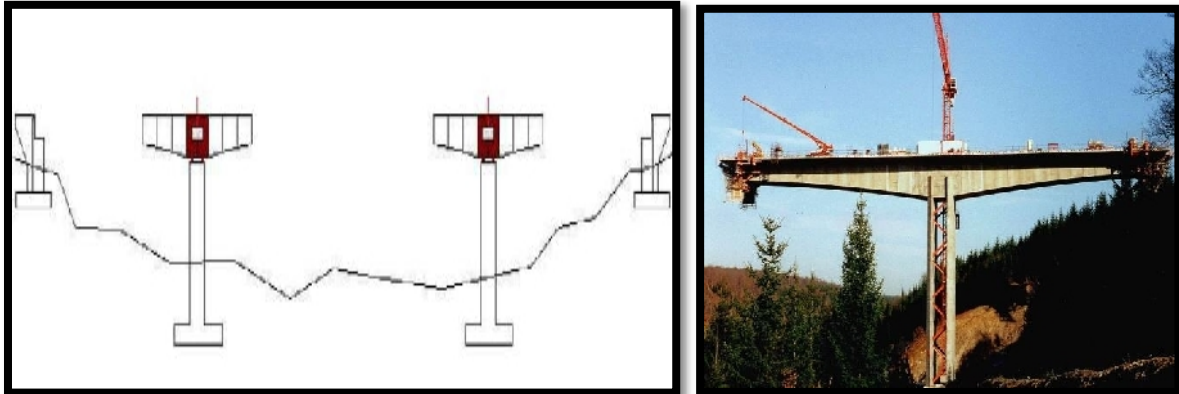


Fig. II.8 : Construction des fléaux.

II. 2.3. Clavage des travées :

Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par clavage et on obtient ainsi la construction complète ou le système devient «hyperstatique».



Fig. II.9 : Ferrailage du voussoir de Clavage.

L'idéal étant que tout soit exécuté en même temps pour éviter les problèmes dus à un fluage différentiel. Mais d'une manière générale on commence par le clavage des deux parties coulées sur cintre avec les fléaux, puis on procède au clavage de la travée centrale.

➤ **Clavage des deux travées de rive :**

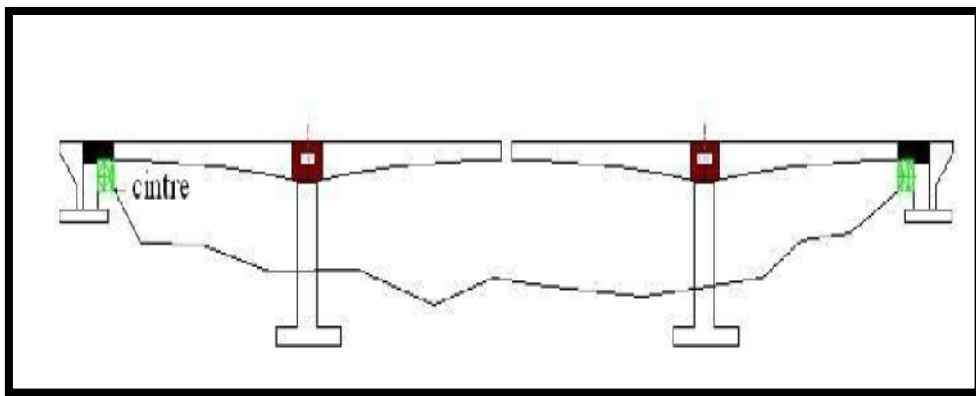


Fig. II. 10 : Clavage des deux travées de rive.

➤ **Clavage de la travée centrale :**

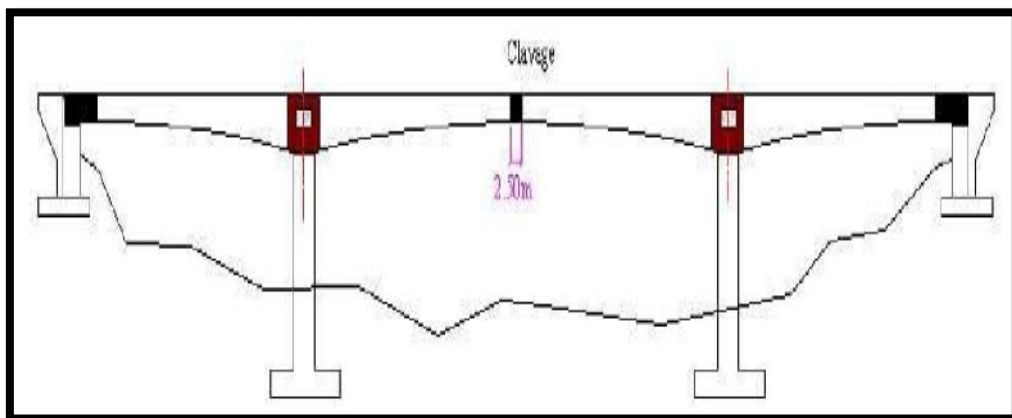


Fig. II. 11 : Clavage de la travée centrale.

Chapitre III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction :

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 [BPEL91 Modifié 99].

III.1 - Le Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants, avec des proportions bien définies conformément aux prescriptions du BAEL ou BPEL.

Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- ✓ La qualité et le dosage en ciment.
- ✓ La teneur en eau.
- ✓ L'âge du béton et la durée du chargement.
- ✓ La température et l'humidité.

Par rapport au béton armé, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée grâce à l'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements.

III.1-1 qualités requises :

Le béton précontraint est soumis à des contraintes plus élevés ce qui impose au matériau de satisfaire certains exigences et avoir de bonnes qualités, parmi elles on cite :

▪ une résistance élevée en compression :

Une très bonne résistance à la compression à court terme et à long terme (28 jours et plus).

▪ l'étanchéité et la non agressivité chimique :

Contribuent à éviter le contact entre l'acier de précontrainte tendu et les agents oxydant et empêchent ainsi le phénomène de « corrosion ». Ces qualités sont obtenues par l'absence d'éléments agressifs dans le ciment et l'eau de gâchage ainsi qu'une bonne compacité du béton.

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

▪ une déformabilité instantané et différé la plus faible :

Permet de limiter les pertes de précontrainte et le retrait, donc la composition du béton devra être choisie en conséquence notamment le rapport « ciment/eau ».

Un dosage trop élevé en eau conduirait à un fort retrait, l'insuffisance d'eau en revanche conduirait à un défaut de maniabilité entraînant un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

▪ une bonne maniabilité :

Afin d'assurer une bonne mise en œuvre, l'emploi d'adjuvants appropriés conduit généralement à de bons résultats tout en évitant un excès d'eau de gâchage.

- ❖ **Dosage** : Le béton est dosé à **450 kg/m³** de ciment **CPJ 425**, avec un contrôle strict.
- ❖ **Densité** : La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

III.1-2 Principales caractéristique :

a)- résistance à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours appelée « résistance caractéristique » et noté f_{c28} .

Cette dernière est déterminée à partir d'essais normalisés de compression axiale sur éprouvettes cylindriques (16 × 32) de hauteur double du diamètre, et de section 200 cm².

Lorsqu'on désire connaître la résistance à la compression (valeur caractéristique) avant l'âge de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

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

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

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{ll} 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa} & \text{pour le béton des appuis et des fondations.} \end{array} \right.$$

b)- 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. $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

- pour notre ouvrage La résistance à la traction à 28jours est :

$$f_{t28} = \begin{cases} 2,70 & \text{MPa pour le béton du tablier.} \\ 2,22 & \text{MPa pour le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

c)- 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.

➤ Contrainte admissibles à la compression (E.L.U)

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton à l'ELU est schématisé ci-dessous

En générale on utilise le diagramme simplifié (idéalisé) dit « Parabole- Rectangle », et lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données expérimentales probantes, il est nécessaire d'adopter le diagramme réel.

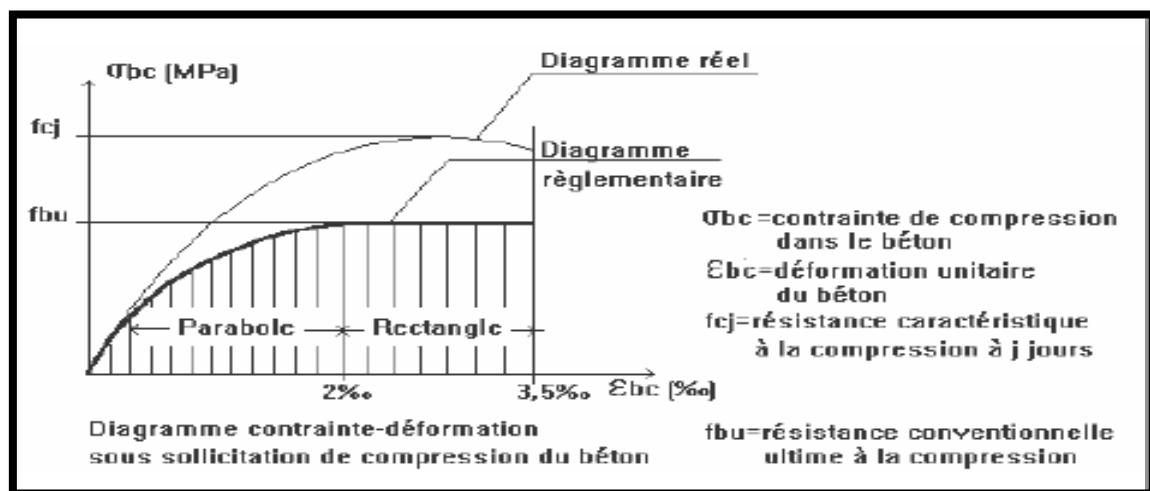


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à $2,10^{-3}$ est égale à :

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

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

$$\gamma_{\theta} = \begin{cases} \mathbf{0,10} & \text{dans le cas général quand la durée d'application des charges considérées est } >24\text{h} \\ \mathbf{0,90} & \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.} \\ \mathbf{0,85} & \text{Lorsque elle est inférieure à 1 h.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîneraient une diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} \mathbf{1,5} & \text{en situations durables.} \\ \mathbf{1,15} & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ Contrainte admissibles à la compression (E.L.S) :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

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

d)- déformations longitudinales :

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

- module de déformation longitudinale instantanée du béton :

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

- module de déformation longitudinale différée du béton :

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

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

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

e)- déformations transversales :

Elles se déduisent des déformations longitudinales en utilisant le coefficient de poisson ν .

Le module de déformation transversale est donné par la relation suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

- **Le coefficient de poisson ν :**

Représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale (c'est le rapport entre la déformation longitudinale et transversale).

Le raccourcissement longitudinal induit une augmentation transversale.

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \left\{ \begin{array}{l} l, t : \text{longueur et largeur de l'élément considéré.} \\ \Delta l : \text{La variation longitudinale de l'élément.} \\ \Delta t : \text{La variation transversale de l'élément.} \end{array} \right.$$

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \quad \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ \nu = 0 \quad \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{array} \right.$$

f)- déformations différées :

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

➤ **le retrait :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne c'est-à-dire de l'eau qui chimiquement n'était pas nécessaire à la prise du ciment mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre.

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

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

➤ **le fluage :**

Il correspond à un raccourcissement croissant dans le temps sous contrainte constante, une pièce soumise à la compression simple se raccourcit à la mise en application de la charge

qu'on appelle raccourcissement élastique instantané : $\frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}}$

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

C'est de la qu'on pouvait écrire : $\frac{\Delta l_v}{l} = 3 \frac{\Delta l_i}{l} = \frac{\sigma}{E_{ij}/3} = \frac{\sigma}{E_v}$

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

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

g)- Effet de la température :

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

Le coefficient de dilatation de l'acier valant 10^{-5} celui du béton varie de **0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$**

Donc dans les calculs on pourra retenir la valeur 10^{-5} par degré Celsius pour le béton précontraint.

III.2 - Les aciers :

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

- **Les aciers actifs (de précontraintes)**, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- **Les aciers passifs**, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.

III. 2-1 Les aciers actifs :

Sont des armatures en acier à haute résistance (limite élastique) utilisées pour les constructions en béton précontraint.

- Les armatures actives sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraintes ont été classés par trois catégories : fils, barres, Torons.
 - Pour notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **19T15**.



Fig. III.2 : Acier actif (19T15).

III.2-1-1 Caractéristiques mécaniques :

➤ Résistance à la rupture :

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

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

➤ Limite élastique :

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

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

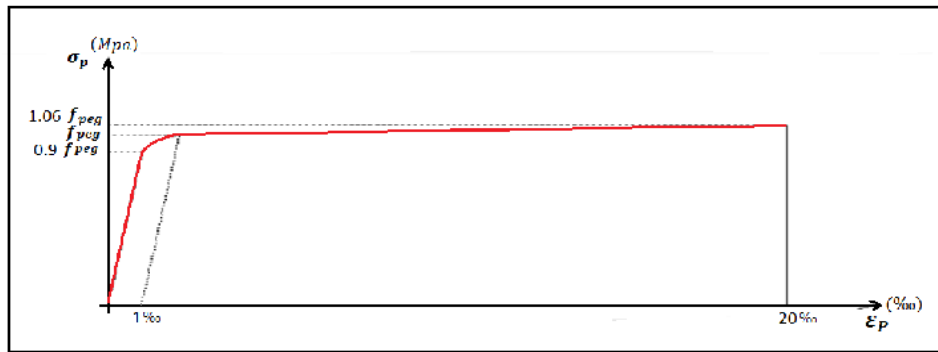


Fig. III.3 : Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte.

➤ La relaxation :

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

La relaxation des armatures sont classées en trois catégories :

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

Des essais ont montré que la température influe énormément sur la relaxation ainsi à 80°C on peut atteindre en quelques heures la relaxation qui ne se produit qu'au bout de milliers d'heures à 20°C .

Le phénomène de relaxation n'a pas encore reçu d'explication scientifique satisfaisante à l'heure actuelle.

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

➤ Corrosion sous tension :

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

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

➤ Résistance à la fatigue :

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure provoqué par les variations de déformations que lui imposent les actions variables et répétées. Particulièrement si l'ouvrage est un pont –routier ou un pont –rail à grand trafic.

Lorsqu'on soumet un acier à une variation de contrainte, on constate après un grand nombre de cycles, une rupture de l'acier sans que la contrainte de rupture n'ait jamais été atteinte.

Les armatures de précontrainte sont plus sensibles à la fatigue que les armatures de BA car elles travaillent à des contraintes très élevées, parfois sous moment négatif et parfois sous moment positif de façon permanente.

❖ Autres caractéristiques (mécaniques et géométriques) :

- Le module d'élasticité longitudinal des aciers de précontrainte: $E_p=190000$ MPa.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,22 \text{ rd}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 3 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage : $g = 6$ mm.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,50$ % (acier à très basse relaxation TBR).
 $\mu_0 = 0,43$ % (TBR).
- Section d'un câble 19T15 $S = 139 \text{ mm}^2 \times 19 = 2641 \text{ mm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine $\phi_{\text{ext}} = 100$ mm.
- Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_{\text{int}} = 97$ mm.

III. 2-2 Les aciers passifs :

A l'inverse des armatures actives de précontrainte, les armatures passives, comparables à celle du béton armé, ne sont tendues que sous des actions extérieures.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes **FeE400**, leur limite élastique est égale à **400 MPa**.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

III.2-2-1 Les contraintes limites (admissibles) à la traction :

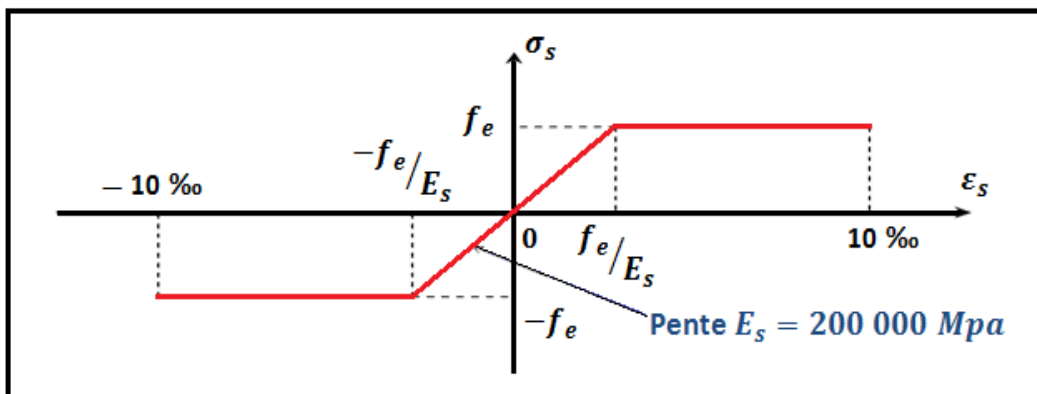


Fig. III.4 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

a)- Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte admissible à la traction sera déterminée par la formule suivante en fonction de situation :

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

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

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

b)- Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite de traction $\bar{\sigma}_s$ dépend du type de fissuration, il ya trois cas à prendre en compte selon l'emplacement de l'ouvrage, cette contrainte permet donc la limitation des ouvertures des fissures.

Pour la fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{n f_{tj}} \right\}$

Avec :

n = 1 _____ Treillis soudés et ronds lisses.

n = 1,6 _____ Aciers à haute adhérence.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement

Introduction :

Le présent chapitre traite 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.

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.

IV.1 Pré-dimensionnement de la structure longitudinale :

Dans les ouvrages de grande portée, le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles.

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier (équipements mobiles, engins et ouvriers), les efforts internes décroissent de l'encastrement sur appui jusqu'aux extrémités libres du fléau c'est-à-dire les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage dont le plus important est celui de l'allègement du tablier.

IV.1.1 Répartition des travées :

Les travées de rives ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau, cela permet un bon équilibrage des Moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitations et garantie des réactions d'appuis positives au niveau des culées, ainsi éviter les moments renversants et les réactions négatives qui tendent à soulever les poutres au-dessous de leurs appareils d'appuis.

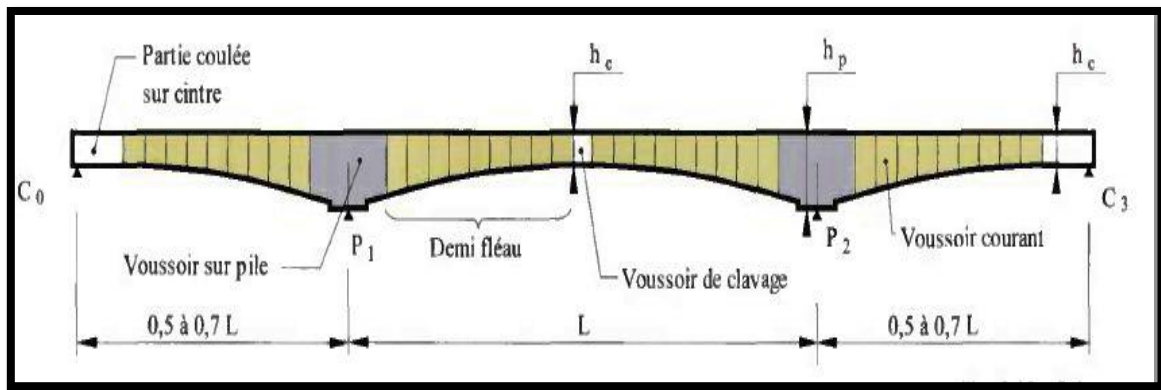


Fig. IV.1: Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.

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

$$0,5L_i \leq L_r \leq 0,6 L_i \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,5 L_i = 75 \text{ m} \\ 0,6 L_i = 90 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec $L_i = 150 \text{ m}$

Dans notre projet : $L_r = 85 \text{ m}$ (la condition est vérifiée).

IV.1.2. Coupe longitudinale de l'ouvrage (Profil en long) :

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : **85 m, 150 m**.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, elle repose sur deux piles avec un encastrement partiel (**semi-encasté**) et sur des appareils d'appuis au niveau des culées.

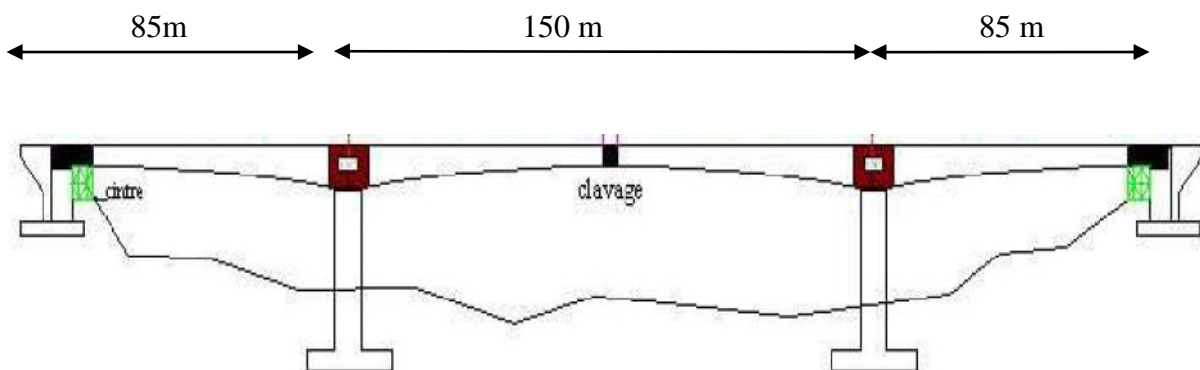


Fig. IV.2 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.

IV.1.3. Découpage des voussoirs :

Pour mieux faciliter la tâche d'exécution, on opte pour le découpage suivant :

Voussoir sur pile : **8m** (02 voussoirs).

Voussoir courant : **5 m** (56 voussoirs de hauteurs variables).

Voussoir de clavage : **2m** (03 voussoirs de hauteur constante).

Voussoir sur culée : **9m** (02 voussoirs de hauteur constante coulées sur cintre).

IV.1.4. Hauteur des voussoirs :

Les efforts les plus importants agissent au niveau des piles, notamment dans la phase de construction. Ces efforts décroissent régulièrement à mesure qu'on s'éloigne des piles, d'où la possibilité de faire varier l'inertie de la poutre.

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des voussoirs sur piles, mais dans les parties coulées sur cintre (voisinage des culées), l'allure prend une forme rectiligne.

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

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Résal.
- le poids propre du tablier influe négativement sur le surdimensionnement des piles et fondations.
- Aspect esthétique.

➤ Hauteur sur pile :

La hauteur sur pile h_p est généralement comprise entre : $\frac{l}{18} \leq h_p \leq \frac{l}{16}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{18} = \frac{150}{18} = 8,33 \\ \frac{l}{16} = \frac{150}{16} = 9,37 \end{array} \right. \quad \text{Ou} \quad h_p = \frac{l}{14+l/45} = \frac{150}{14+150/45} = 8,65 \text{ m}$$

-Dans notre projet : $h_p = 9 \text{ m}$

➤ Hauteur à la clé :

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

Mais la hauteur minimale est de **2.2 m** afin de disposer d'un espace suffisant pour ôter les coffrages, tendre les câbles de précontrainte, posé éventuellement des canalisations et la surveillance de l'ouvrage.

La hauteur à la clé h_c est généralement comprise entre : $\frac{l}{40} \leq h_c \leq \frac{l}{35}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{40} = \frac{150}{40} = 3,75 \\ \frac{l}{35} = \frac{150}{35} = 4,28 \end{array} \right. \quad \text{Ou } h_c = \frac{l}{19+l/7} = \frac{150}{19+150/7} = 3,71 \text{ m}$$

-Dans notre projet : $h_c = 3,75 \text{ m}$

IV.2. Pré-dimensionnement de la section transversale :

IV.2.1. Choix et forme de la section transversale :

Les tabliers des ponts construits par encorbellement sont formés des poutres caissons pour les raisons suivantes :

- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une bonne stabilité.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons continus facilitent l'entretien, le passage des canalisations diverses et confère une meilleure inertie thermique au tablier.

En phase de construction le tablier travaille en console, ce la engendre des moments de flexions négatifs dans la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis. Donc il est judicieux d'utiliser des caissons à hauteur variable afin de réduire le poids propre et le nombre de câbles de précontraint.

Les membrures inférieures doivent également résister à des contraintes de compression très élevés, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression.

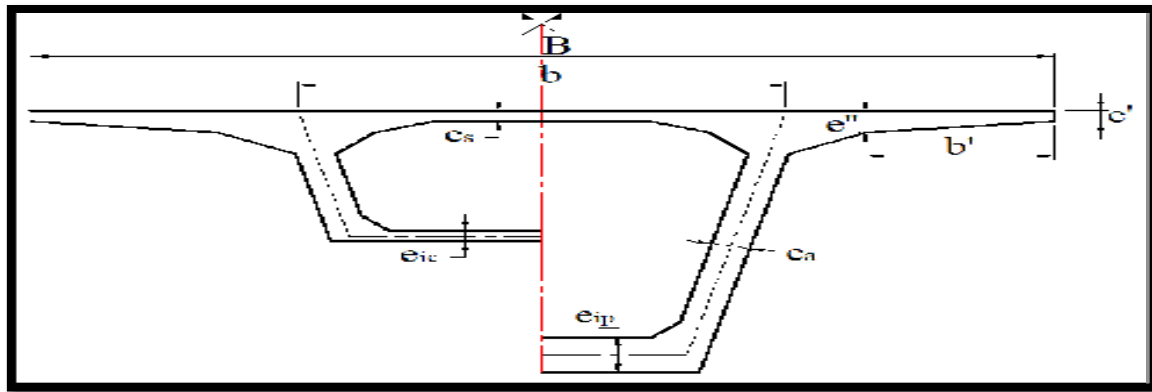


Fig. IV.3: Coupe transversale d'un caisson simple à deux âmes.

Le type et le nombre du caisson est généralement imposée par la largeur de la chaussée **B**.

Pour: $B \leq 13 \text{ m}$ Le caisson unicellulaire à deux âmes.

Pour: $13 \text{ m} < B \leq 18 \text{ m}$ Le caisson bicellulaire à trois âmes.

Pour: $18 \text{ m} < B \leq 25 \text{ m}$ Deux caissons unicellulaires.

Dans notre projet la largeur du tablier est de **13 m** donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec deux âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et économique, car elle permet de réduire la dimension des piles.

IV.2.2. Epaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes doit être déterminée de manière à reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion, permettre un bétonnage aisé, et enfin permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Le choix d'épaisseur des âmes dépend de du principe de câblage adopté et les conditions de résistance à l'effort tranchant.

❖ Type de câblage adopté :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}13. \\ e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}15. \\ e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19\text{T}15. \end{array} \right.$$

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type **19T15** $\Rightarrow e_a \geq 59 \text{ cm}$

Chapitre IV: Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

La résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0.26 + \frac{l}{500} = 0.26 + \frac{150}{500} = 0.56 \text{ m}$$

- Pour notre ouvrage l'épaisseur de l'âme : $e_a = 60 \text{ cm}$

- **Inclinaison des âmes :**

L'inclinaison adoptée (âme par rapport à l'horizontal) est : $\text{tg}\alpha = 5,44 \Rightarrow \text{donc } \alpha = 79,58^\circ$

- **Entraxe des âmes (L'écartement):**

Les âmes sont disposées de façon à répartir au mieux et minimiser les moments fléchissant s'exerçant sur le hourdis supérieur de par et d'autre de son encastrement sur les deux âmes.

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.

- L'écartement entre les deux âmes est $b = 6.5\text{m}$.

IV.2.3. Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur de hourdis supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

On a le rapport : $\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30$ avec $b = 6,5 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_s = \frac{b}{30} = 0,22 \text{ cm} \\ e_s = \frac{b}{25} = 0,26 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Dans notre projet : $e_s = 25 \text{ cm}$.

IV. 2.4. Epaisseur du hourdis inférieure :

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé. Sa variation est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- ✓ La résistance à la flexion transversale.
- ✓ Résister transversalement à la poussée au vide due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure.
- ✓ Le logement des câbles de continuités.
- ✓ L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

Il est important de noter que l'épaisseur du hourdis inférieur dépend de la contrainte de compression longitudinale admissible du béton (flexion générale) et des efforts transversaux qui résultent notamment de la poussée au vide.

➤ Epaisseur à la clé :

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

$$e_{ic} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ cm} \\ 3\phi = 24 \text{ cm} \quad \text{Avec } \Phi = 8,0 \text{ cm : diamètre extérieur des conduits de précontrainte} \\ \frac{ea}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{- Dans notre cas } e_{ic} = 25 \text{ cm.}$$

➤ Epaisseur sur pile :

C'est la limitation de la compression en fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur du hourdis inférieur sur pile, cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de **35 à 80 cm**.

- Dans notre ouvrage : $e_{ip} = 90 \text{ cm}$.

■ Remarque :

-Il est conseillé d'adopter une marge de sécurité sur la contrainte limite afin de diminuer les redistributions par fluage.

-Nous avons surdimensionné un peu l'épaisseur au niveau de la pile à cause de l'importance du moment négatif appliqué à ce niveau et qui exerce une forte compression sur le hourdis inférieur.

IV.2.5. Les goussets :

Le raccordement du hourdis (supérieur ou inférieur) est parfaitement encastré aux âmes par l'intermédiaire des goussets pour faciliter la mise en place du béton.

➤ Gousset supérieur :

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

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

Les goussets supérieurs sont pris en compte de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et ne sont fixés précisément qu'après déterminations précises de câblage du fléau et de ferrailage transversal.

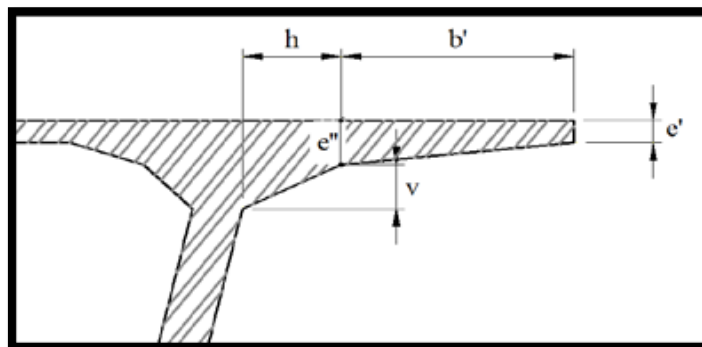


Fig. IV.4 : Gousset supérieur.

L'épaisseur $e' = 25 \text{ cm}$.

La valeur (e'') est comprise entre : $\frac{b'}{7} \leq e'' \leq \frac{b'}{5}$ avec : $b' = 203 \text{ cm}$

$$29 \text{ cm} \leq e'' \leq 40.6 \text{ cm}$$

- Pour notre ouvrage : $e'' = 50 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est α :

Tel que : $\text{tg } \alpha = \frac{v}{h}$ avec : $v = 50 \text{ cm}$ et $h = 100 \text{ cm}$ \Rightarrow Ce qui donne $\alpha = 26.56^\circ$

➤ Gousset inférieur :

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets doivent loger des câbles de continuité intérieure.

L'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° pour favoriser l'écoulement du béton.

- Dans notre ouvrage : l'angle d'inclinaison $\alpha = 45^\circ$ car $v = h = 35 \text{ cm}$

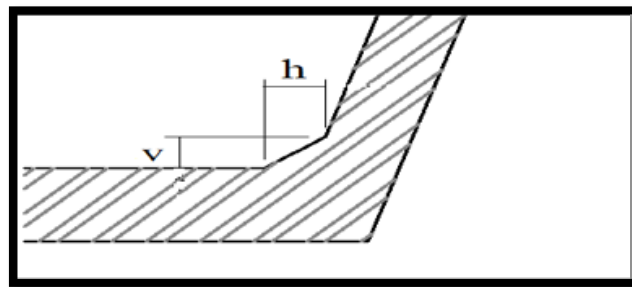


Fig. IV.5 : Gousset inférieur.

IV.3. Caractéristiques géométriques :

Pour déterminer les différentes caractéristiques géométriques des sections des voussoirs limites (sur pile vide ou plein, et à la clé). On divise la surface de ces caissons en parties rectangulaires et triangulaires afin de faciliter les calculs.

	Caractéristique géométrique	Formule
S_i	Aire de la section « i »	$B \times h = \text{rectangle}, \frac{B \times h}{2} = \text{triangle}$
Y_{Gi}	Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.	$\frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$
d_i	Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.	$Y_G - Y_{Gi}$
I_{Gi}	Moment d'inertie de la section rectangulaire « i », par rapport à son centre de gravité.	$\frac{bh^3}{12}$
I_{Gi}	Moment d'inertie de la section triangulaire « i », par rapport à son centre de gravité.	$\frac{bh^3}{36}$
I_{Gx}	Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X	$\sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$
V	Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure	$H - Y_G$
V'	Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure	$V' = Y_G$

b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	$S_i d_i^2$ (m ⁴)	I_{XGi} (m ⁴)	I_{XGi} / X (m ⁴)
6.5	0.25	1.625	8.875	14.421	3.835	14.707	23.899	0.0084	23.9076
2.03	0.25	0.253	8.666	2.199	3.626	13.152	3.338	0.0008	3.3390
1	0.25	0.28	8.625	2.156	3.585	12.852	3.215	0.0013	3.2118
1	0.5	0.25	8.333	2.083	3.293	10.846	2.711	0.0034	2.7180
0.5	0.2	0.05	8.683	0.434	3.643	13.274	0.663	0.0001	0.6638
0.5	0.2	0.1	8.650	0.865	3.610	13.032	1.303	0.0003	1.3035
0.5	0.5	0.125	8.383	1.047	3.343	11.178	1.397	0.0017	1.3990
0.6	0.7	0.42	8.400	3.528	3.360	11.289	4.741	0.0175	4.75875
0.6	0.08	0.015	8.033	0.120	2.993	8.959	0.134	0.0002	0.1344
0.6	0.06	0.018	8.00	0.144	2.960	8.761	0.157	0.0003	0.1577
0.6	6.91	4.146	4.600	19.071	0.440	0.193	0.802	16.4969	17.2996
0.59	0.11	0.032	1.176	0.038	3.663	14.925	0.485	0.0002	0.4851
0.21	1.14	0.119	0.760	0.090	4.280	18.318	2.192	0.0086	2.2013
0.38	0.24	0.091	1.020	0.093	4.020	16.160	1.473	0.0004	1.4742
0.35	0.35	0.061	1.016	0.062	4.023	16.186	0.992	0.00041	0.9926
2	0.9	1.8	0.450	0.810	4.590	21.068	37.922	0.1215	38.0441
		$\Sigma =$ 9.357		$\Sigma =$ 47.166			$\Sigma =$ 85.426		$\Sigma =$ 102.087

Tab .IV.2 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$$Y_G = \frac{47.1668}{9.3575} = 5.04 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 5.04 \text{ m}$$

$$V = H - Y_G = 9 - 5.04 = 3.96 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 9.3575 = 18.715 \text{ m}^2$$

$$I_{Gx} = 2 \times 102.0879 = 204.1758 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{204.1758}{18.715 \times 3.96 \times 5.04} = 0.547$$

$$C = \rho \cdot V = 0.547 \times 3.96 = 2.166 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0.547 \times 5.04 = 2.757 \text{ m}$$

IV.3-2 Section sur culée:

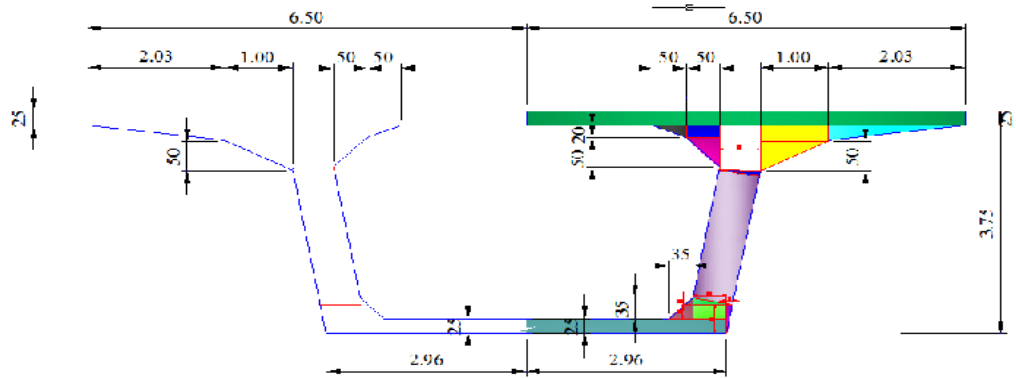


Fig. IV.7 : Voussoir sur culée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d_i (m)	d_i^2 (m ²)	$S_i d_i^2$ (m ⁴)	I_{XGi} (m ⁴)	I_{XGi} / X (m ⁴)
6.5	0.25	1.625	3.625	5.890	1.215	1.476	2.398	0.0085	2.4072
2.03	0.25	0.253	3.416	0.867	1.006	1.013	0.257	0.0009	0.2580
1	0.2	0.250	3.375	0.843	0.965	0.931	0.232	0.0013	0.2341
1	0.5	0.250	3.083	0.770	0.673	0.453	0.113	0.0035	0.1168
0.5	0.2	0.050	3.433	0.171	0.023	0.047	0.052	0.0001	0.0525
0.5	0.2	0.100	3.400	0.340	0.990	0.980	0.098	0.0003	0.0983
0.5	0.5	0.125	3.133	0.391	0.723	0.523	0.065	0.0017	0.0671
0.6	0.7	0.420	3.150	1.323	0.740	0.547	0.200	0.0171	0.2471
0.6	0.08	0.015	2.783	0.041	0.373	0.139	0.002	0.0002	0.0021
0.6	0.06	0.018	2.750	0.049	0.340	0.115	0.002	0.0004	0.0021
0.6	2.23	1.338	1.650	2.207	0.760	0.577	0.772	0.5544	1.3272
0.59	0.11	0.032	0.526	0.017	1.883	3.546	0.115	0.00002	0.1153
0.09	0.49	0.022	0.326	0.007	2.083	4.340	0.095	0.0003	0.0961
0.5	0.24	0.120	0.370	0.044	2.040	4.161	0.499	0.0006	0.4997
0.35	0.35	0.061	0.366	0.022	2.043	4.175	0.255	0.0004	0.2563
2.96	0.25	0.740	0.125	0.092	2.285	5.221	3.863	0.0038	3.8675
		$\Sigma=5.42$		$\Sigma=13.1$			$\Sigma=9.05$		$\Sigma=9.64$

Tab. IV.3 : Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.

$$Y_G = \frac{13.0815}{5.4207} = 2.41 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 2.41 \text{ m}$$

$$V = H - Y_G = 3.75 - 2.41 = 1.34 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 5.4207 = 10.841 \text{ m}^2$$

$$I_{GX} = 2 \times 9.6481 = 19.2962 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{19.2962}{10.841 \times 1.34 \times 2.41} = 0.551$$

$$C = \rho \cdot V = 0.551 \times 1.34 = 0.738 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0.551 \times 2.41 = 1.328 \text{ m}$$

IV.3-3 Voussoir plein sur pile :

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (*Tab. IV.2*) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours conçu quasiment plein pour contrebalancer les efforts tranchants qui se développent dans cette zone.

Ce dernier joue le rôle d'une entretoise robuste qui a pour rôle de rigidifier la poutre caisson à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de la section droite.

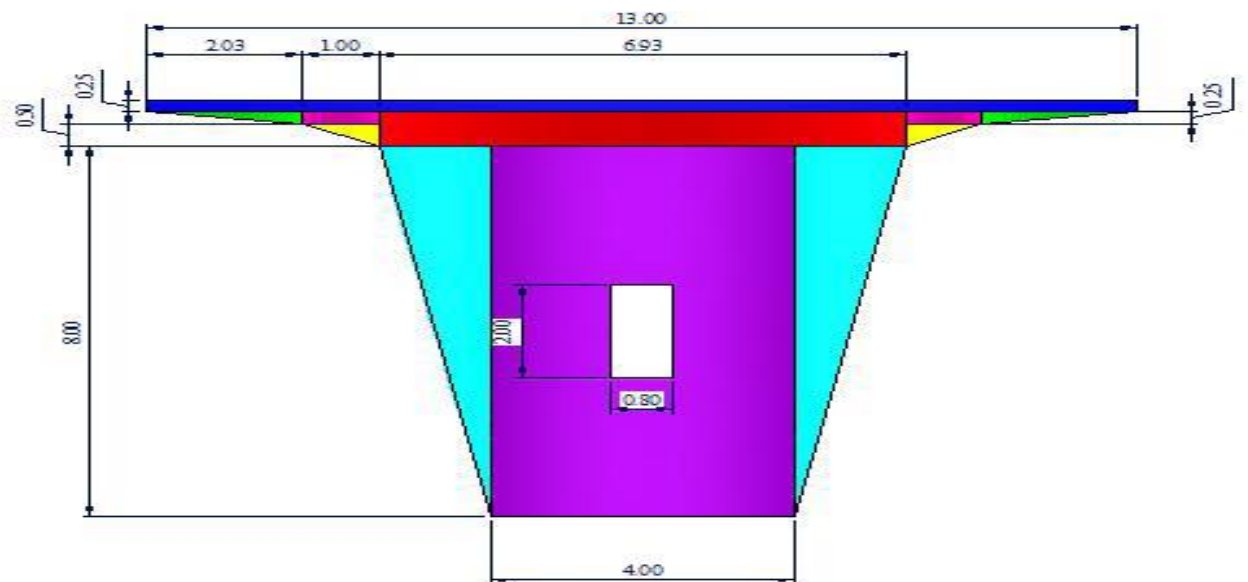


Fig. IV.8 : Voussoir plein sur pile.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Chapitre IV: Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

b_i (m)	h_i (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i Y_{Gi}$ (m ³)	d_i (m)	d_i^2 (m)	$S_i d_i^2$ (m ⁴)	$I_{X_{Gi}}$ (m ⁴)	$I_{X_{Gi}/x}$ (m ⁴)
13.00	0.25	3.250	8.875	28.843	3.745	14.025	45.581	0.0169	45.5981
2.03	0.25	0.253	8.666	2.199	3.536	12.508	3.174	0.0008	3.17548
12.03	0.25	0.253	8.666	2.199	3.536	12.508	3.174	0.0008	3.17548
1.00	0.25	0.250	8.625	2.156	3.495	12.215	3.053	0.0013	3.05510
1.00	0.25	0.250	8.625	2.156	3.495	12.215	3.053	0.0013	3.05510
1.00	0.5	0.250	8.333	2.083	3.203	10.261	2.565	0.0034	2.56877
1.00	0.5	0.250	8.333	2.083	3.203	10.261	2.565	0.0034	2.56877
6.94	0.75	5.205	8.375	43.591	3.245	10.530	54.800	0.2439	55.0526
1.47	8.00	5.880	5.333	31.359	0.203	0.041	0.242	20.906	21.1494
1.47	8.00	5.880	5.333	31.359	0.203	0.041	0.242	20.906	21.1494
4.00	8.00	32.00	4.00	128.00	1.130	1.276	40.860	170.66	211.527
0.8	2.00	-1.60	4.00	-6.40	1.130	1.276	2.043	0.5333	2.57633
		$\Sigma=52.12$		$\Sigma=267.55$					$\Sigma=374.6$

Tab .IV.4. Tableau des caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.

$$Y_G = 5.13 \text{ m}$$

$$V' = Y_G = 5.13 \text{ m}$$

$$V = H - Y_G = 9 - 5.13 = 3.87 \text{ m}$$

$$S = 52.123 \text{ m}^2$$

$$I_{X_G} = 374.6522 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{374.6522}{52.123 \times 3.87 \times 5.13} = 0.362$$

$$C = \rho \cdot V = 0.362 \times 3.87 = 1.401 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' = 0.362 \times 5.13 = 1.857 \text{ m}$$

IV. 4- Loi de variation des différents paramètres géométriques :

IV. 4-1 La travée intermédiaire :

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).

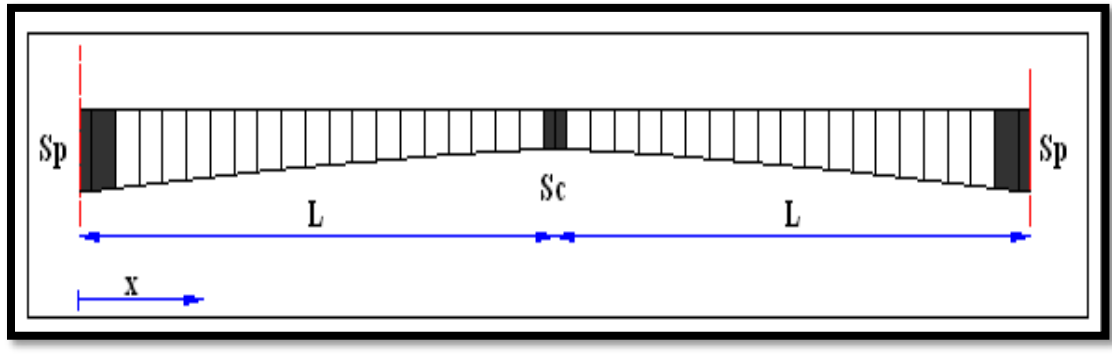


Fig. IV.9 : Variation de (la hauteur et de l'épaisseur) de la travée intermédiaire.

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

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

-L'extrados est rectiligne.

-L'intrados à une hauteur égale à $h_c=3,75$ m à la clé, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre une hauteur $h_p=9$ m au niveau de la pile.

-La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par : $h(x)=ax^2+bx+c$.

La demi-travée intermédiaire contient 14 voussoirs courants, de 5 m de long chacun.

$$h(X) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \quad \text{Si } 0 \leq X \leq L \quad \text{Avec : } L = 70 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } h(x) = 3,75 + 0,00107x^2$$

b). La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

$$e_c = 0,25 \text{ m.} \quad e_p = 0,9 \text{ m.}$$

$$e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \quad \text{Si } 0 \leq X \leq L$$

$$e(x) = 0,25 + 0,000132 x^2$$

c). Variation de la section $S(x)$:

$$S_c = 10.841 \text{ m}^2 \quad S_p = 18.715 \text{ m}^2$$

$$S(x) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{Si } 0 \leq x \leq L$$

$$S(x) = 10.841 + 0.0016 x^2$$

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

$$I_c = 19.296 \text{ m}^4 \quad I_p = 204.1759 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_c \left[1 + K \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right]^{(5/2)} \quad \text{Si } 0 \leq x \leq L$$

$$K = \left[\left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1 \right] = 1.569$$

e). Variation du centre de gravité :

$$Y_{Gp} = 5.04 \quad Y_{Gc} = 2.41$$

$$Y_g(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{Si } 0 \leq x \leq L$$

$$Y_g(x) = 2.41 + 0.00053x^2$$

IV.4-2 La travée de rive:

En considérant la travée de rive représentée sur la figure ci-dessous :

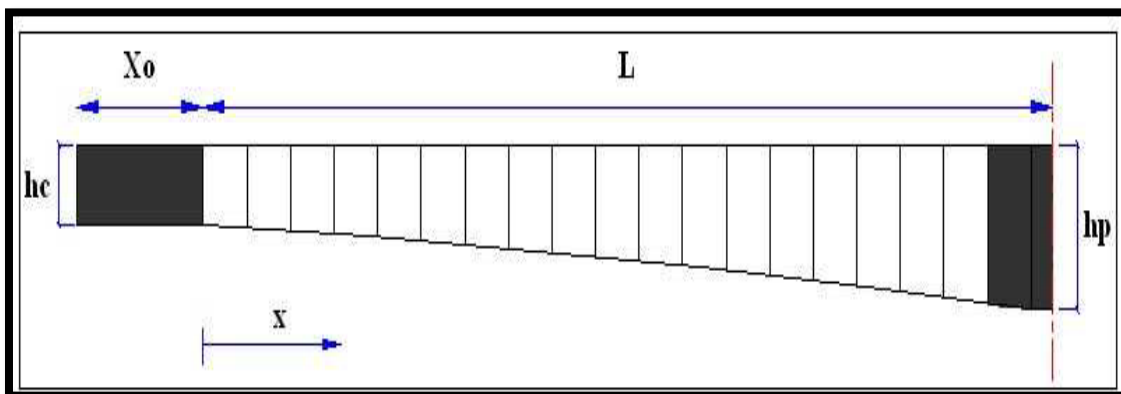


Fig. IV.10 : Variation de (la hauteur et de l'épaisseur) de la travée de rive.

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

$$\begin{aligned} h(x) &= h_c = 3.75 \text{ m} && \text{Si } x \leq 0 \\ h(x) &= 3.75 + 0.00107x^2 && \text{Si } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

b). La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

$$\begin{aligned} e(x) &= e_c = 0.25 \text{ m} && \text{Si } x \leq 0 \\ e(x) &= 0.25 + 0.000132x^2 && \text{Si } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

c). Variation de la section $S(x)$:

$$\begin{aligned} S(x) &= S_c = 10.841 \text{ m}^2 && \text{Si } x \leq 0 \\ S(x) &= 10.841 + 0.0016x^2 && \text{Si } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} I_x &= I_c = 19.296 \text{ m}^4 && \text{Si } x \leq 0 \\ I_x &= I_c \left[\left[1 + K \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right] \right]^{(5/2)} && \text{Si } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

e). Variation du centre de gravité :

$$\begin{aligned} Y_G(x) &= Y_{GC} = 2.41 \text{ m} && \text{Si } x \leq 0 \\ Y_G(x) &= 2.41 + 0.00053x^2 && \text{Si } 0 \leq x \leq L \end{aligned}$$

❖ **Paramètres de la travée intermédiaire:**

Abs $x(m)$	h (m)	$e(x)$ (m)	$S(x)$ (m²)	$Y_G(x)$ (m)	I_{xG}/X (m⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-1	3.75	0.25	10.841	2.41	19.296	1.34	2.41	0.551	0.738	1.328
0	3.75	0.25	10.841	2.41	19.296	1.34	2.41	0.551	0.738	1.328
5	3.777	0.253	10.881	2.423	19.984	1.354	2.423	0.560	0.758	1.357
10	3.857	0.263	11.001	2.463	20.878	1.394	2.463	0.553	0.771	1.362
15	3.990	0.280	11.201	2.529	22.962	1.461	2.529	0.555	0.811	1.403
20	4.178	0.303	11.481	2.622	26.080	1.556	2.622	0.557	0.867	1.460
25	4.419	0.332	11.841	2.741	30.446	1.678	2.741	0.559	0.938	1.532
30	4.713	0.369	12.281	2.887	36.342	1.826	2.887	0.561	1.024	1.620
35	5.06	0.412	12.801	3.059	44.133	2.001	3.059	0.563	1.126	1.722
40	5.462	0.461	13.401	3.258	54.273	2.204	3.258	0.564	1.243	1.837
45	5.917	0.517	14.081	3.483	67.318	2.434	3.483	0.564	1.373	1.964
50	6.425	0.580	14.841	3.735	83.938	2.690	3.735	0.563	1.514	2.103
55	6.987	0.649	15.681	4.013	104.923	2.974	4.013	0.561	1.668	2.251
60	7.602	0.725	16.601	4.318	131.203	3.284	4.318	0.557	1.829	2.405
65	8.27	0.808	17.601	4.649	163.855	3.621	4.649	0.553	2.002	2.571
70	9	0.9	18.715	5.04	204.175	3.96	5.04	0.547	2.166	2.757

Tab.IV.5: Tableau de la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée intermédiaire.

❖ Paramètres de la travée de rive :

Abs x(m)	h (m)	e(x) (m)	S(x) (m ²)	Y _G (x) (m)	I _{xG} /X (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-11	3.75	0.25	10.841	2.41	19.296	1.34	2.41	0.551	0.738	1.328
-2	3.75	0.25	10.841	2.41	19.296	1.34	2.41	0.551	0.738	1.328
0	3.75	0.25	10.841	2.41	19.296	1.34	2.41	0.551	0.738	1.328
5	3.777	0.253	10.881	2.423	19.984	1.354	2.423	0.560	0.758	1.357
10	3.857	0.263	11.001	2.463	20.878	1.394	2.463	0.553	0.771	1.362
15	3.990	0.280	11.201	2.529	22.962	1.461	2.529	0.555	0.811	1.403
20	4.178	0.303	11.481	2.622	26.080	1.556	2.622	0.557	0.867	1.460
25	4.419	0.332	11.841	2.741	30.446	1.678	2.741	0.559	0.938	1.532
30	4.713	0.369	12.281	2.887	36.342	1.826	2.887	0.561	1.024	1.620
35	5.06	0.412	12.801	3.059	44.133	2.001	3.059	0.563	1.126	1.722
40	5.462	0.461	13.401	3.258	54.273	2.204	3.258	0.564	1.243	1.837
45	5.917	0.517	14.081	3.483	67.318	2.434	3.483	0.564	1.373	1.964
50	6.425	0.580	14.841	3.735	83.938	2.690	3.735	0.563	1.514	2.103
55	6.987	0.649	15.681	4.013	104.923	2.974	4.013	0.561	1.668	2.251
60	7.602	0.725	16.601	4.318	131.203	3.284	4.318	0.557	1.829	2.405
65	8.27	0.808	17.601	4.649	163.855	3.621	4.649	0.553	2.002	2.571
70	9	0.9	18.715	5.04	204.175	3.96	5.04	0.547	2.166	2.757

Tab. IV.6 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.

Chapitre V

Charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage. L'ouvrage doit tenir compte de l'effet des différentes actions (charges routières, surcharges de trottoirs, superstructure) y compris sont poids propre.

V.1. Caractéristiques du pont :

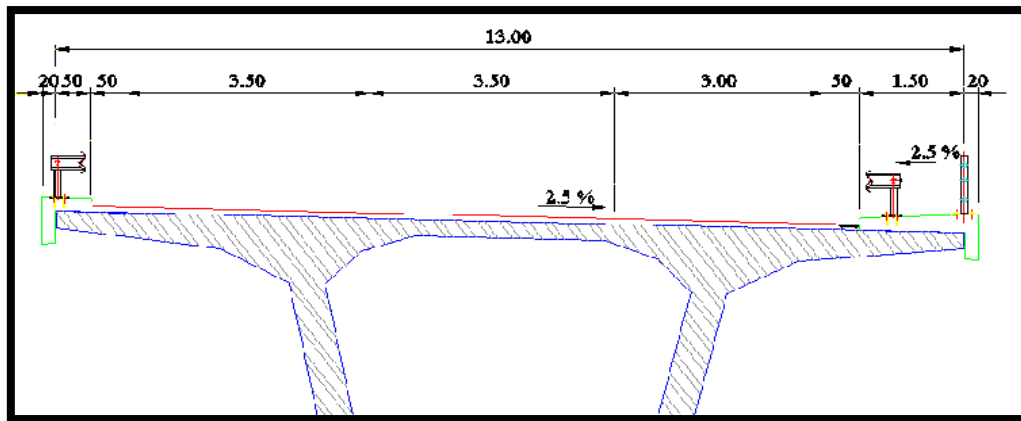


Fig. V .1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

a)- La largeur roulable L_R :

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

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

b)- La largeur chargeable L_C :

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

En général la largeur chargeable s'écrit sous la forme suivante : $L_C = L_R - 2 \times 0,5$

Si le pont ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence, alors : $L_C = L_R$

- Dans notre cas $L_C = 10\text{ m}$.

c)- Largeur totale L_T :

- Dans notre cas $L_T = 13\text{m}$

d)- Nombre de voies de circulation :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies n égale à la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable, exception faite pour les chaussées où la largeur est comprise entre 5 et 6 m dont il faut prendre 2 voies.

$$n_v = \frac{lc}{3} = \frac{10}{3} = 3,33 \rightarrow n_v = 3 \text{ voies}$$

e)- La largeur de la voie :

La largeur de la voie égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie, d'où :

$$L_v = \frac{lc}{n_v} = \frac{10}{3} = 3,33 \quad \text{-Dans notre ouvrage on a : } \left\{ \begin{array}{l} \text{deux voies de 3,5 m.} \\ \text{Une voie de 3 m.} \end{array} \right.$$

f)- Classe du pont :

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titr II**, et on distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable L_R .

- **1ère classe** : Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable ($L_R \geq 7 \text{ m}$).
- **2ème classe** : tous les ponts supportent des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m ($5,5 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$).
- **3ème classe** : autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable ($L_R \leq 5,50 \text{ m}$).

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $L_R = 11 \text{ m}$, donc c'est un pont de **1ère** classe.

V.2. Evaluation des charges et surcharges:

V.2.1 Charges hors trafic :

V.2.1.1 Les charges permanentes (CP) :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement, dispositif de sécurité).

➤ Élément porteur :

Ces charges concernent le tablier seul : Poids total des voussoirs.

$$G = 2G_1 + 4G_2 + 3G_3 + 2G_4 .$$

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1: \text{Poids propre de voussoir sur pile plein (h= constante).} \\ G_2: \text{Poids propre de la partie avec variation de la hauteur sur 70 m.} \\ G_3: \text{Poids propre de voussoir à la clé.} \\ G_4: \text{poids propre de la partie coulés sur cintre (h = h_c constante).} \end{array} \right.$$

$$G_1 = [\gamma_b S_{p.8}] = (2.5 \times 52.123 \times 8) = 1042.46 \text{ t}$$

$$G_2 = \gamma b \int_0^{70} (sp - sc) \frac{x^2}{12} + s_c dx = 2356.492 \text{ t}$$

$$G_3 = [\gamma_b S_{c.2}] = (2.5 \times 10.841 \times 2) = 54.205 \text{ t}$$

$$G_4 = [\gamma_b S_{c.9}] = (2.5 \times 10.841 \times 9) = 243.923 \text{ t}$$

$$\Rightarrow G = 2(374.3) + 4(2356.492) + 3(54.205) + 2(243.923) = 12161.349 \text{ t}$$

➤ Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes. (Revêtement, dispositif de sécurité et charges des trottoirs).

a)- poids de revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de **1 cm** et d'une couche de roulement de **8 cm** pour le trafic, avec les densités respectives $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ et $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

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

Avec :

e : Epaisseur du revêtement.

L_r : Largeur roulable qui est égale à 11m.

γ_{BB} : Poids volumique (densité) du béton bitumineux.

b)- Poids du dispositif de sécurité :

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

▪ Poids des glissières de sécurité :

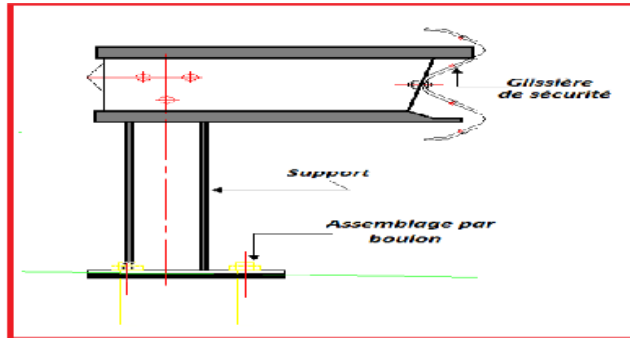


Fig. V.2 : Glissière de sécurité.

Les glissières de sécurité sont en acier, leurs poids est pris égal à : $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$

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

▪ Poids des garde-corps :

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

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

- Donc $P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}$.

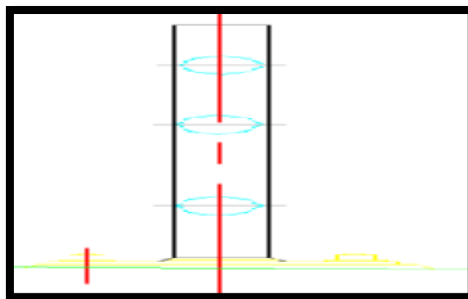


Fig. V.3 : Schéma d'un garde corps.

c)- Poids de la corniche et trottoirs :

Poids de trottoir plus corniche est égale à la surface d'une coupe transversal de trottoir plus corniche multiplié par le poids volumique.

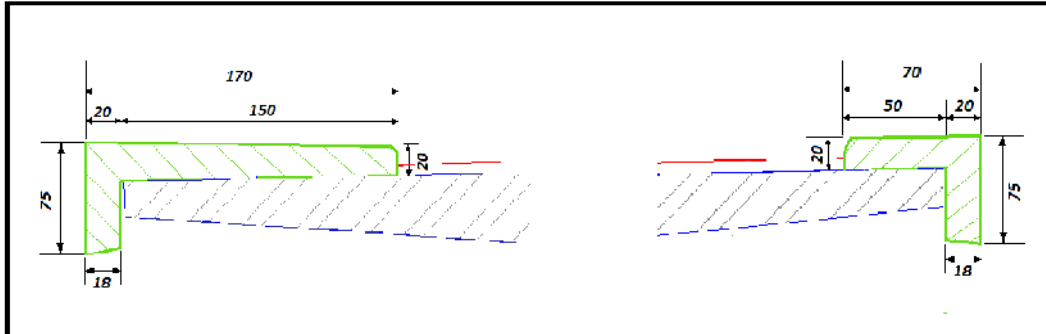


Fig. V.4 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

Pour le trottoir de gauche : $(tr+corniche) = 2,5 \times 0,4945 = 1,2362 \text{ t/ml}$

Pour le trottoir de droite : $(tr+corniche) = 2,5 \times 0,2385 = 0,5962 \text{ t/ml}$

-D'où: $P(tr+corniche) = 1,8324 \text{ t/ml}$.

Donc : $CCP = P_{rev} + P_{gl} + P_{gc} + p(tr+corniche)$

$$= 2,332 + 0,12 + 0,1 + 1,8324$$

$$\Rightarrow CCP = 4,3844 \text{ t/ml}$$

V.2.2 Les charges dues au trafic:

V.2.2.1. Charges routières :

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

- ✓ La charge de type A (L).
- ✓ Système B (B_c, B_t, B_r).
- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

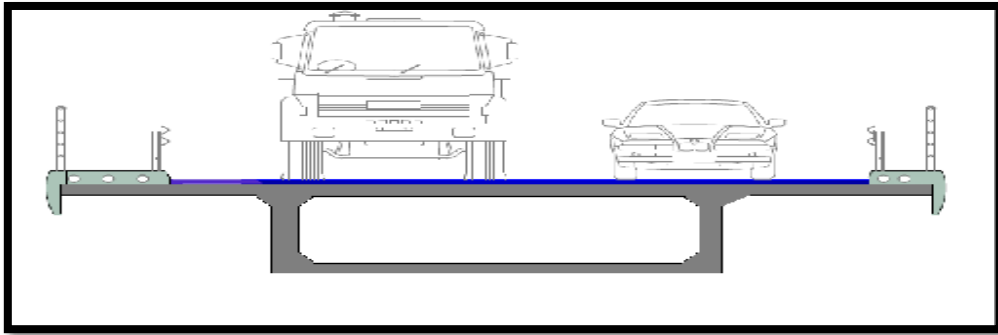


Fig. V.5: charges routières.

a)-Système de charges A (L) :

D'après le fascicule 61 titre II, la chaussée supporte une surcharge uniforme dont l'intensité est définie par la formule suivante en fonction de la longueur chargée L (portée du pont).

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

A_c : (A(l) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients a₁ et a₂ (**A_c**= a₁a₂ A(l)).

-Le coefficient **a₁** est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, les valeurs de **a₁** sont données par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1er	1	1	0.9	0.75	0.7
	2eme	1	0.9			
	3eme	0.9	0.8			

Tab. V.1 : Tableau donnant les valeurs de a₁.

a₁ = 0.9 (pont de 1ère classe, et avec 03 voies)

-La valeur de (Le Coefficient **a₂**) est donnée par la formule suivante : **a₂** = $\frac{V^o}{V}$

V^o dépend de la classe :

$$\begin{cases} V^o = 3.5 \text{ m pour pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe.} \\ V^o = 3 \text{ m pour pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe.} \\ V^o = 2.75 \text{ m pour pont de 3}^{\text{ème}} \text{ classe.} \end{cases}$$

$$V : \text{largeur réel de la voie} = \frac{Lr}{3} = \frac{11}{3} = 3.667$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.667} = \mathbf{0.955}$$

⇒ Ce qui donne : $A_c = 0.9 \times 0.955 A(l) = \mathbf{0.8595 A(l)}$

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

Le choix du placement de la charge **A(l)** sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max ne peut pas être déterminé directement, pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

-Dans notre cas, nous avons **05** cas de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

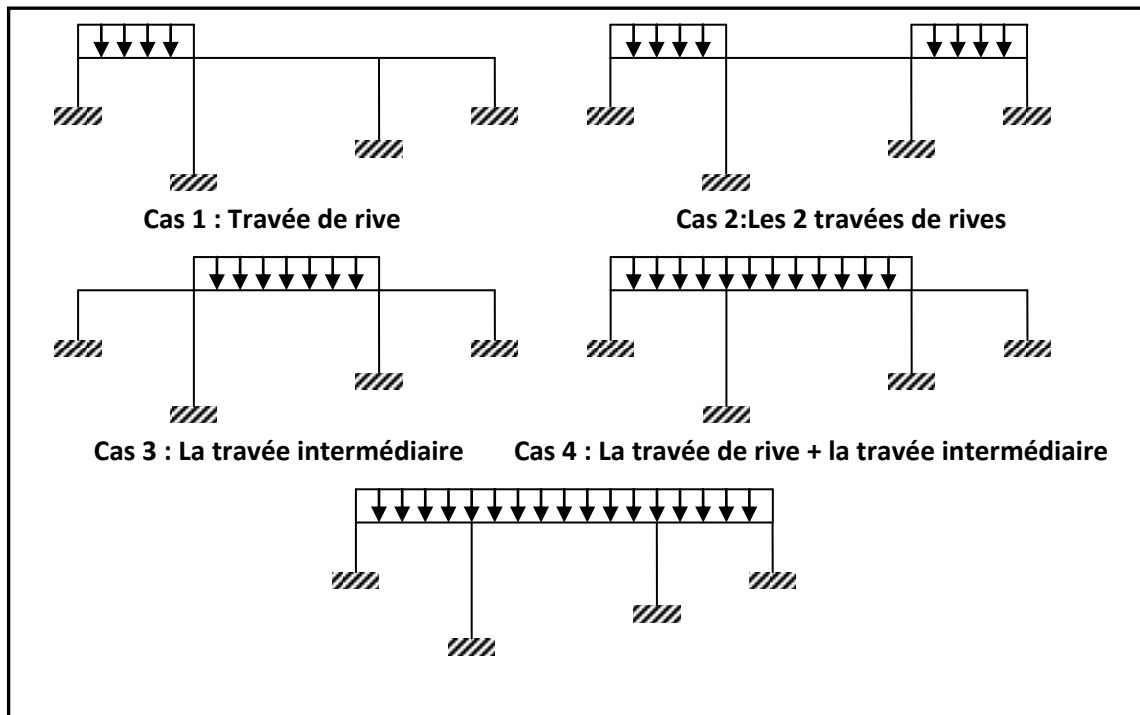


Fig. V.6 : Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier.

Chapitre V : Charges et surcharges

Les différentes valeurs de $A(l)$ sont données par le tableau suivant :

cas Travées Chargées	L (m)	$A(l)$ t/m^2	a_2	a_1 1 ^{ère} et 2 ^{ème} voies	a_1 3 ^{ème} voie	A_c t/m^2 1 ^{ère} et 2 ^{ème} voies	A_c t/m^2 3 ^{ème} voie	1 voie 3.5m t/ml	2voies 7m t/ml	3 voies 10m t/ml
1	85	0.6011	0.955	1	0.9	0.5740	0.5166	2.0090	4.018	5.1660
2	170	0.4278	0.955	1	0.9	0.4085	0.3677	1.4297	2.8595	3.6770
3	150	0.4522	0.955	1	0.9	0.4318	0.3887	1.5113	3.0226	3.8870
4	235	0.3757	0.955	1	0.9	0.3588	0.3229	1.2558	2.5116	3.2290
5	320	0.3384	0.955	1	0.9	0.3232	0.2909	1.1312	2.2624	2.9090

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

- Le cas le plus défavorable vaut : **5.166 t/ml**, sur la travée de rive de 85 m.

■ Remarque :

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

b.) Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts (Bc, Bt, Br) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.

Les deux systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe. Mais le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ Système de charges Bc :

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

- masse totale **30 t**
- Masse portée par chacun des deux essieux arrière **12 t**
- Masse portée par l'essieu avant **6t**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière **4,5 m**
- Distance entre les deux essieux arrière **1,5 m**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu **2m**

Chapitre V : Charges et surcharges

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible), et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Dans le sens transversal chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de **2,50m** de largeur.
- Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Les camions homologues des files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous :

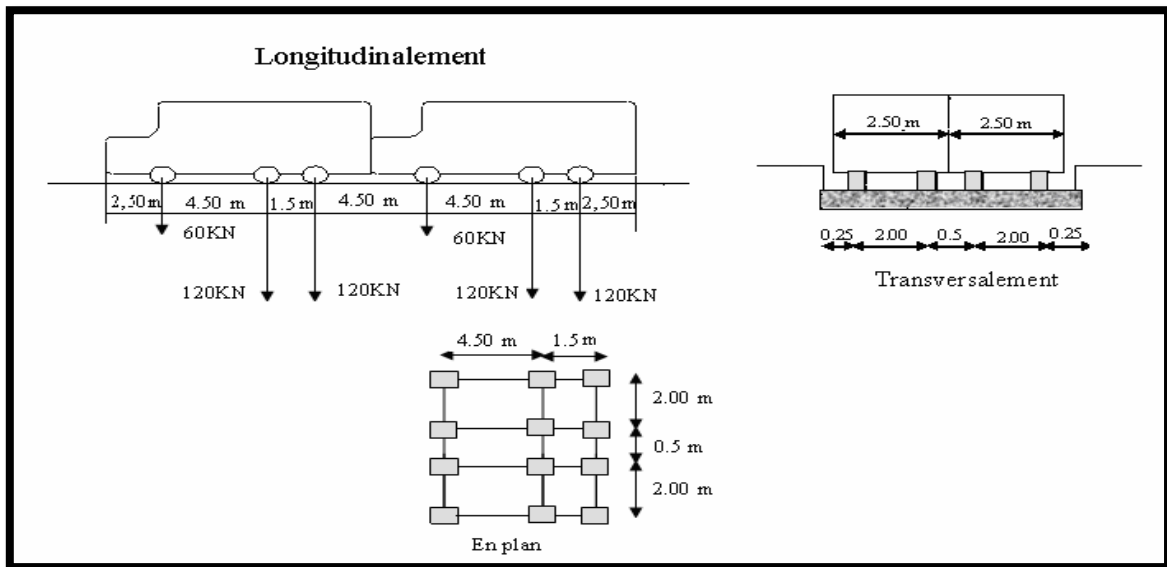


Fig. V.7 : Dimensions du système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prise en compte sont multipliées par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Chapitre V : Charges et surcharges

		Nombre de files considérées				
Classe du Pont	1	2	3	4	≥5	
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7	
2	1	1				
3	1	0,8				

Tab. V.3 : Valeurs de coefficient b_c .

- **Coefficient de majoration dynamique δ :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :
$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2l}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : poids propre de la travée considérée.

S: La charge de B_c max prise avec pondération.

$$\text{Donc } S = n \times 30 \times b_c \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Un camion.....30t} \\ n : \text{nombre de camion} \end{array} \right.$$

Les valeurs de **S** et de δ pour les différents cas de la charge B_c sont données par le tableau suivant :

Cas	L(m)	G(t)	b_c	b_c	b_c	S(t)	S(t)	S(t)	δ	δ pour	δ pour
Travées			1 file	2files	3files	1 file	2 files	3 files	1 file	2 files	3 files
1	85	3175.85	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0256	1.0284	1.0302
2	170	6351.70	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0131	1.0145	1.0154
3	150	5809.65	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0147	1.0163	1.0173
4	235	8985.50	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0095	1.0105	1.0112
5	320	12161.35	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.0070	1.0078	1.0082

Tab. V.4 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_c .

➤ **Système de charges Bt :**

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

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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

Le système est applicable seulement pour les ponts de **1ère** et **2ème** classe.

-Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous :

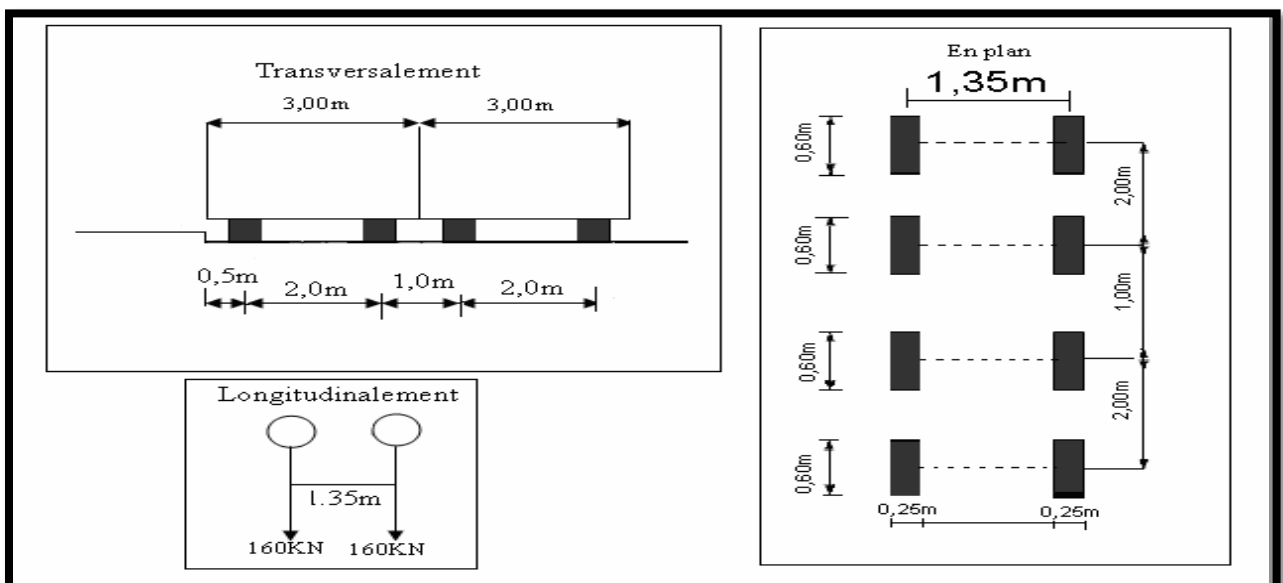


Fig. V.8: Les dimensions du système Bt.

Chapitre V : Charges et surcharges

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

Classe du pont	1	2
b_t	1	0,9

Tab V.5 : Valeurs de coefficient b_t .

- **Coefficient de majoration dynamique δ :**

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2l}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : poids propre de la travée considérée.

S: La charge de $B_{c \max}$ prise avec pondération.

Donc $S = n \times 30 \times b_t$

{
 Un camion.....**32 t**
 n : nombre de camion
 Pont de première classe $\Rightarrow b_t = 1$

Les valeurs de **S** et de δ pour les différents cas de la charge B_t sont données par le tableau suivant :

Cas Travées Chargées Fig. V. 5	L (m)	G(t)	b_t pour 1 file	S pour 1 file	S pour 2 files	δ pour 1 file	δ pour 2 files
1	85	3175.85	1	32	64	1.0237	1.0252
2	170	6351.70	1	32	64	1.0122	1.0129
3	150	5809.65	1	32	64	1.0137	1.0145
4	235	8985.50	1	32	64	1.0088	1.0094
5	320	12161.35	1	32	64	1.0065	1.0069

Tab .V.6 : Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge B_t .

➤ **Système de charges Br :**

La roue isolée, qui constitue le système **Br**, porte une charge de **100 KN**. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,6m** et le coté longitudinal **0,3 m**, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

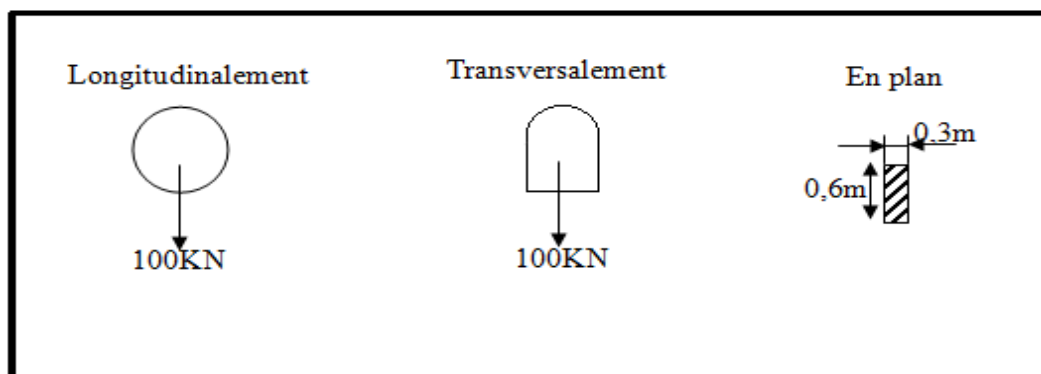


Fig. V.9: Dimensions du système Br.

- **Coefficient de majoration dynamique :**

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2l}$$

Avec : **S= 10 t**

Les valeurs **S**, **δ** pour le système de charge **Br** sont données par le tableau suivant :

Cas Travées Chargées Fig. V. 5	L (m)	G (t)	S	δ
1	85	3175.85	10	1.0227
2	170	6351.70	10	1.0117
3	150	5809.65	10	1.0132
4	235	8985.50	10	1.0085
5	320	12161.35	10	1.0063

Tab .V.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge Br.

c.) surcharges militaire **Mc120** :

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.

Un véhicule type du convoi **Mc120** comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

-Dans le sens transversal : Un seul convoi est supposé en circulation.

-Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois à environ **30,5m**. Cet écart est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.

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

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

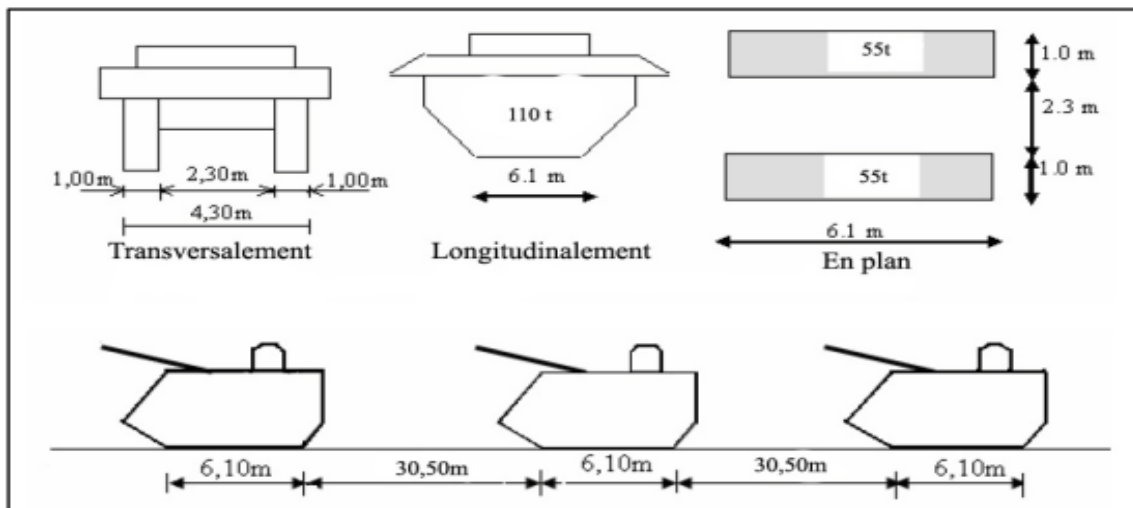


Fig. V.10 : Les dimensions du système Mc120.

Chapitre V : Charges et surcharges

- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2l}$$

Avec : $S = n \times 110 \text{ t}$

Les valeurs S , δ pour le système de charge M_{C120} sont données par le tableau suivant :

Cas Travées Chargées Fig. V. 5	L (m)	G (t)	n	S = n × 110 (t)	δ pour 1 file chargée
1	85	3175.85	3	330	1.0374
2	170	6351.70	5	550	1.0241
3	150	5809.65	4	440	1.0240
4	235	8985.50	7	770	1.0209
5	320	12161.35	9	990	1.0181

Tab .V.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120} .

d.) 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 réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2m** de large et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égal à **12,9 t/ml**.

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

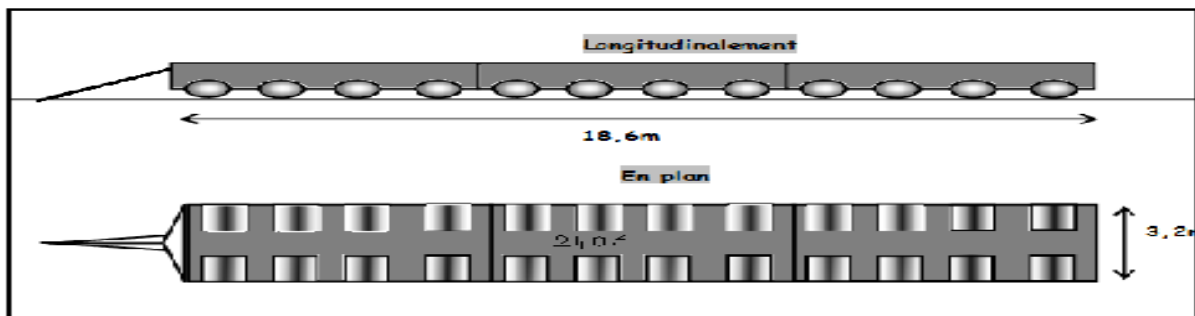


Fig. V.11 : Dimensions de système D240.

Chapitre V : Charges et surcharges

■ Remarques :

- Les surcharges du système **B** et les surcharges militaires MC_{120} seront multipliées par la suite par un coefficient dynamique δ .
- Les charges exceptionnelles D_{240} ne sont pas frappées de majorations pour effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (Vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

e.) effort de farinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **B_c** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, F_f effort s'exerçant à la surface de la chaussée.

- Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.
- Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinages sont traités comme les charges des systèmes **A** et **B**.

➤ Effort dû au système **A(I)** :

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

$$F_{A(I)} = \frac{1}{20+0,0035 s} A (l) = 0,02248 t = 0,2248 KN$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A(I)} = A_c = 0,5166 \text{ t/m}^2 \text{ « corrigée »} \quad (\text{chargement de cas le plus défavorable}) \\ \mathbf{S} : \text{surface chargée par m}^2 \quad \quad \quad \mathbf{s} = \mathbf{L.L_C} = 85,10 = 850\text{m}^2 \\ \mathbf{L} = \mathbf{85m} : \text{désigne la longueur de la travée considérée.} \end{array} \right.$$

➤ Effort de freinage correspondant à **B_c**:

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

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

- Les efforts de freinage développés par le système **B_c** ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques.
- Les coefficients b_c ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système **B_c**.

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

f.) Force centrifuge :

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

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques. il ya lieu également de tenir compte des coefficients b_c
- En désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{F_c} = \frac{(R+150)Bc}{(6R+350)b} \quad \text{si } R \leq 400\text{m} \\ \mathbf{F_c} = \frac{80 Bc}{R} \quad \text{si } R > 400 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{F_c} = \frac{80 Bc}{R} = \frac{80 \times (30 \times 6) \times 1,2 \times 1,0256}{1200} = \mathbf{14,7686 \text{ t}} \end{array} \right.$$

- Dans notre cas **R= 1200 m** > 400 m.

(La partie courbée se trouve dans la travée de rive 85 m $b_c=1,2$ et $\delta = 1,0256$)

- Pour leur prise en compte dans les justifications, les forces centrifuges sont traités comme les charges des systèmes **A** et **B**.

■ Remarque :

Les efforts de freinage et les force centrifuges n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

V.2.3. Surcharges sur trottoirs (**St**) :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons que l'on peut assimiler à des charges réparties.

- Dans notre cas on charge uniquement un seul trottoir (celui de droite).

a) Charges locales (Cl) :

Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversale. On applique sur les trottoirs une charge uniformément répartie de **0,45 t/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$- \text{Le trottoir chargé : } st = 0.45 \times 1.70 = \mathbf{0.765 \text{ t/ml}}$$

b) Charges générales(Cg) :

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. On applique sur les trottoirs une charge uniforme de **0,15 t/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$- \text{Le trottoir chargé : } st = 0,15 \times 1.70 = \mathbf{0.255 \text{ t/ml}}$$

V.2.4 Le Vent :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{P = 2 \text{ KN/ m}^2} \text{ pour les ouvrages en service.} \\ \mathbf{P = 1,25 \text{ KN/ m}^2} \text{ pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois. Ce qui} \\ \text{est le cas de notre ouvrage} \\ \mathbf{P = 1 \text{ kN/m}^2} \text{ pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois.} \end{array} \right.$$

V.2.5 Effet du gradient thermique :

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

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

V.2.5.1 Les paramètres influençant le régime thermique :

Les principaux paramètres influençant le régime thermique d'un tablier de pont sont :

- Intensité du rayonnement solaire.
- Température ambiante et sa variation journalière.
- Vitesse moyenne du vent.
- Nature et propriétés des matériaux constituant le pont.
- Caractéristiques des surfaces (principalement la couleur et l'épaisseur du revêtement de la dalle).
- Type et forme de la section transversale.

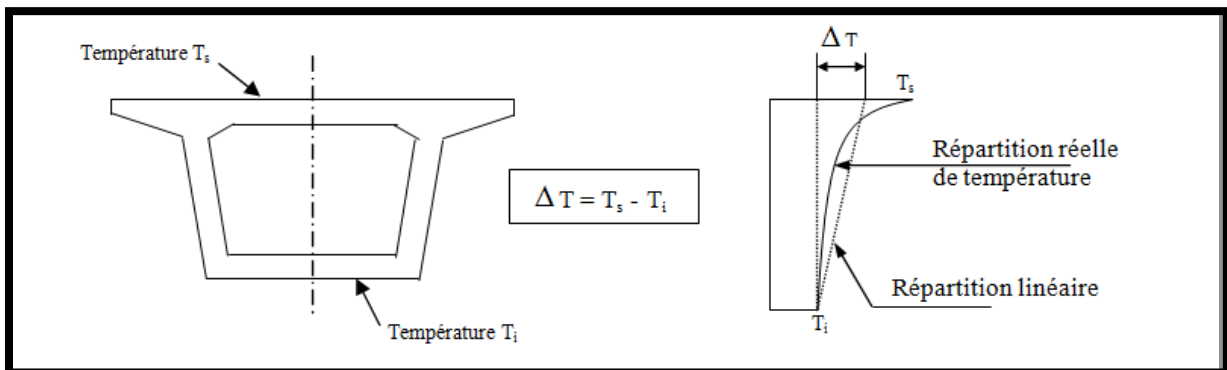


Fig. V.12 : La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage.

V.2.5.2 Le comportement thermique :

Le comportement thermique d'un tablier de pont est un phénomène transitoire très complexe qui peut être décrit au moyen des équations différentielles de transfert de chaleur (équations de Fourier). A titre de simplification on admet que θ varie linéairement sur la hauteur h .

- **Dans le cas d'une poutre isostatique :**

Ces gradients n'induisent aucune contrainte interne, mais seulement une dilatation linéaire et une courbure de variation :

$$\frac{dw}{ds} = \frac{-\alpha \Delta\theta}{h} \quad \alpha = 10^{-5} \text{ par degré Celsius (de coefficient dilatation du béton)}$$

$$W = \int_0^l \frac{\alpha \Delta\theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx \quad \text{et} \quad w' = \int_0^l \frac{\alpha \Delta\theta}{h} \frac{x}{l} dx$$

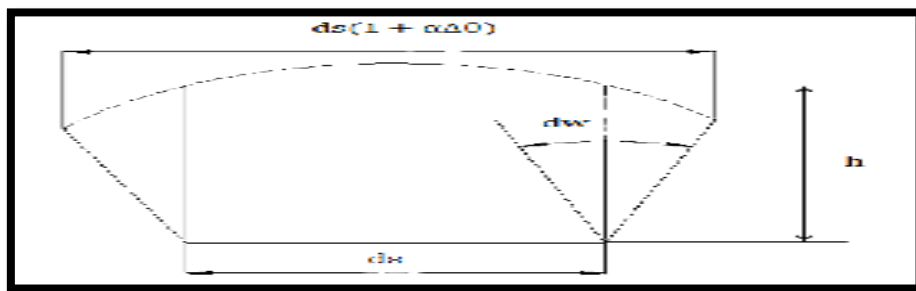


Fig. V.13 : Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante.

- **Dans le cas d'un pont hyperstatique (plusieurs appuis) :**

Ces gradients créent des contraintes internes et des moments de flexion et l'ouvrage se courbe. Si chaque travée était isostatique, elle se déformerait librement. Mais comme le pont est continu, les travées ne peuvent pas se déformer librement sous l'effet d'un chargement thermique.

Donc l'hyperstaticité de l'ouvrage peut induire des moments de flexion aussi importants que ceux dus aux surcharges routières.

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

■ Remarque :

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de $5^{\circ}c$ engendre sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que la longueur de ces câbles.

V.2.6 Les déformations différées (fluage et retrait) :

Ces phénomènes ont déjà été traités dans « le chapitre III » (déformations différées). L'ouvrage constitué souvent de bétons d'âges différents et mis également en charge à des âges différents (chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre). Les déformations par fluage les plus importantes c'est lorsque les voussoirs sont soumis à des contraintes élevées, alors que le béton est encore jeune.

- Les déformations différées du béton se trouvent d'autant plus entravées que le degré d'hyperstaticité du système.

V.2.7 Séisme :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer. Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

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

V.3 Les combinaisons de charges :

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

- **Les coefficients de majoration :**

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

Actions	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1,35	1,00
Surcharge A(L)	1,60	1,20
Système B	1,60	1,20
M_{c120}	1,35	1,00
D_{240}	1,35	1,00
Gradient thermique (ΔT°)	0,00	0,50
Vent (W)	1,50	1,00
Surcharge sur les trottoirs (S_t)	1,60	1,00
Freinage (F_f)	1,60	1,20
Séisme horizontale (E_x, E_y)	1,35	1,00
Séisme verticale (E_z)	1,00	1,00

Tab. V.9 : Les différents coefficients de majoration.

Les combinaisons de charges à L'ELU et à L'ELS sont bien illustrées dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$
	2	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	4	$1,35G + 1,35 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	6	$1,35G + 1,5 W$
	7	$1,35G + 1,35 E_x$
	8	$1,35G + 1,35 E_y$
	9	$0,8G + E_z$
ELS	10	$G + 1,2 (A(L) + S_t)$
	11	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	12	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	13	$G + M_{c120}$
	14	$G + D_{240}$
	15	$G + 1,2(A(L) + S_t) + 0,5 \Delta T$
	16	$G + 1,2(B_c + S_t) + 0,5 \Delta T$
	17	$G + M_{c120} + 0,5 \Delta T$
	18	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$
	19	$G + W$

Tab. V. 10 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.

Chapitre VI

Etude longitudinale

Introduction :

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

Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doivent tenir compte de différentes phases de construction, ce qui constitue un volume de calcul important et souvent avec des résultats peu fiable. Donc le recours aux méthodes numériques est indispensable afin de bien réaliser notre étude, pour ce la nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** conçu spécialement pour l'étude et le dimensionnement de différentes structures de génie civil.

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

VI.1. Etude longitudinale en construction :

Les différentes phases de calcul, correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, dont il ya lieu de déterminer les sollicitations les plus défavorables.

La cinématique de construction d'un tablier de pont construit en encorbellement est bien illustrée dans « le chapitre II ».

VI.1.1.étude du fléau :

VI.1.1-1 Actions à prendre en compte: (SETRA)

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celle d'une situation d'exécution le BPEL 91 distingue les charges permanentes, les charges d'exécution connues QPRC (en grandeur et en position) ou aléatoires QPRA et, enfin, des actions variables comme le vent (w) ou un gradient thermique ($\Delta\theta$). Des situations accidentelles sont aussi à envisagées.

a)- Charges permanentes :

L'évaluation des charges permanentes doit être effectuée avec la plus grande précision, en tenant compte de la géométrie précise du tablier et notamment des entretoises, bossages, le poids des gaines-câbles et coulis d'injection.

Il existe des formules simplifiées pour appréhender le poids d'un fléau, par exemple si B_1 désigne la section sur pile et B_0 la section de clef (la section du tablier varie paraboliquement) on peut approcher le poids du demi-fléau et la position de son centre de gravité par les formules de **Krawsky** :

$$P = \frac{(B_1 + 2B_0)\gamma l_f}{3} \quad d = \frac{(B_1 + 5B_0) l_f}{4(B_1 + 2B_0)} \quad \text{avec } l_f \text{ longueur de demi-fléau.}$$

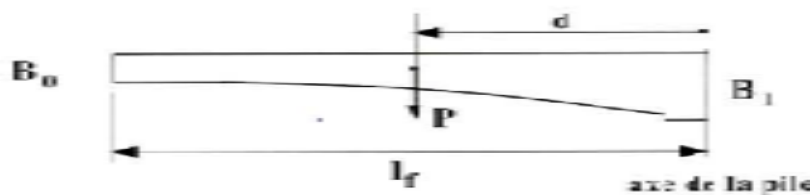


Fig.VI.1. évaluation du poids d'un demi-fléau.

-Dans notre cas c'est le logiciel qui prend en compte automatiquement l'effet du poids propre.

b)- Charges d'exécution :

On distingue deux types:

➤ Charges de chantier connues :

Sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, par exemple : poutre du lancement, grue servant à la mise en place des voussoirs.

Pour les ouvrages coulés en place. Il s'agit du poids de l'équipage mobile noté $Q_{PRCI}=500 \text{ KN}$ appliqué au bout de fléau, et qui varie selon la longueur du voussoir et la largeur du tablier.

➤ Charges de chantier aléatoires :

« Une charge répartie » : $Q_{PRA1} = 0,2 \text{ KN/m}^2$ sur un demi-fléau dans les cas courants (portée < 120 m), cette charge qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur le voussoirs terminés et équipage mobile.

« Une charge concentrée » : $Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 50 + 5 \times 13 = 115 \text{ KN}$ appliquée en bout du fléau à l'extrémité du l'avant dernier voussoir (**B** : désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson) cette charge correspond aux matériaux stockés sur le tablier (rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (compresseurs) et également aux personnels.

c)- Effet du vent :

D'après le fascicule 61 titre II, l'effet du vent est une charge verticale orientée de bas en haut (charge uniformément répartie) appliquée sur un demi fléau, elle vaut $Q_w = 1,25 \text{ KN/m}^2$ Pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois.

d)- Action accidentelle :

Elle représente la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide, donc $F_A = - Q_{prc1}$ Cela revient à renverser le sens du poids de l'équipage.

VI.1.1-2 Combinaisons d'actions pour l'étude de la stabilité du fléau : (SETRA [Réf.6])

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre. L'accident à éviter à ce stade est le basculement du fléau sur la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager.

Chapitre VI : Etude longitudinale

a) - Combinaisons en situation temporaire de construction (type A):

Pour les ouvrages coulés en place. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à un vidange de l'équipage provoquer par un défaut du béton.

Il est indispensable de prendre en compte systématiquement ce déséquilibre même si la cinématique de pose ou de bétonnage prévoit des opérations simultanées, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{prc1}}^{\max} + Q_{\text{prc1}}^{\min} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w) \\ A_2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{prc1}}^{\max} + Q_{\text{prc1}}^{\min} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w) \end{array} \right.$$

Avec :

$G_{\max} = 1,2G$ Poids du demi-fléau du coté ou il y a un voussoir en plus, majoré de 2%.

$G_{\min} = 0,8G$ Poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%.

$Q_{\text{prc1}}^{\max} = 530 \text{ KN}$ Poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

$Q_{\text{prc1}}^{\min} = 480 \text{ KN}$ Poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

$Q_{\text{pra1}} = 2.6 \text{ KN/ml.}$ / $Q_{\text{pra2}} = 115 \text{ KN.}$

$Q_w = -1.25 \times 13 = -16,25 \text{ KN/ml.}$

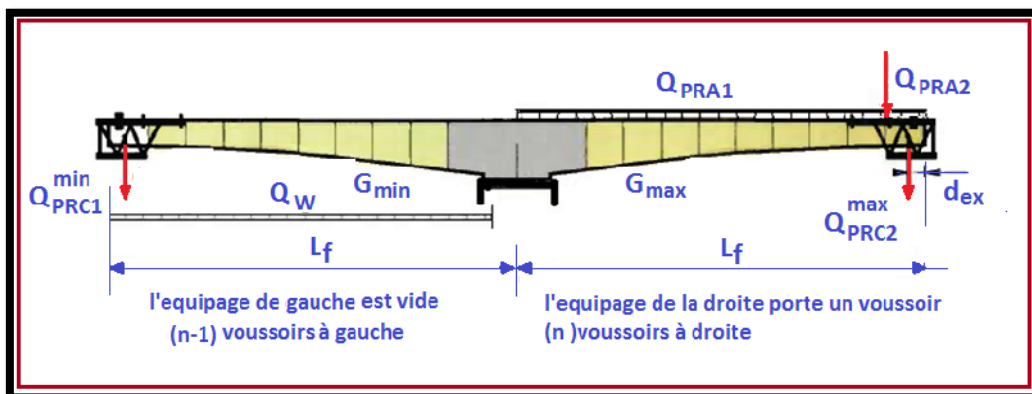


Fig.VI.2 : Combinaisons en situation temporaire.

➤ **Combinaison en situation temporaire de construction A1 :**

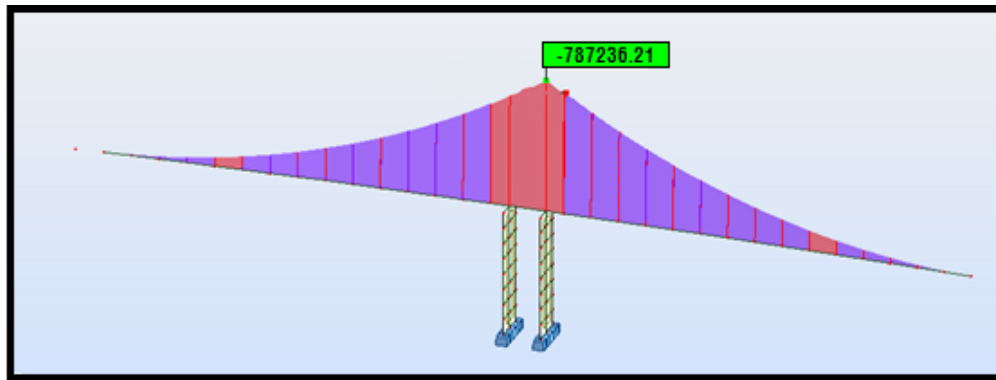


Fig.VI.5 : Diagramme des moments fléchissants sur le fléau (sous A1) [KN.m].

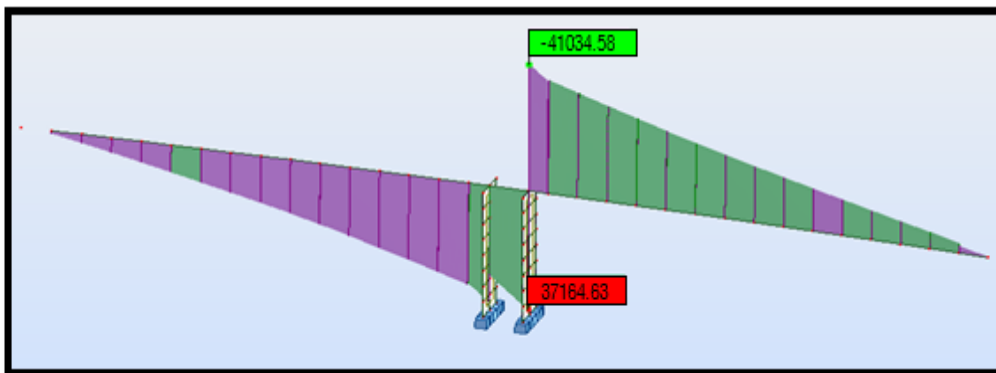


Fig.VI.6 : Diagramme des efforts tranchants sur le fléau (sous A1) [KN].

■ Remarque :

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

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

VI.1.2. Clavage des travées :

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

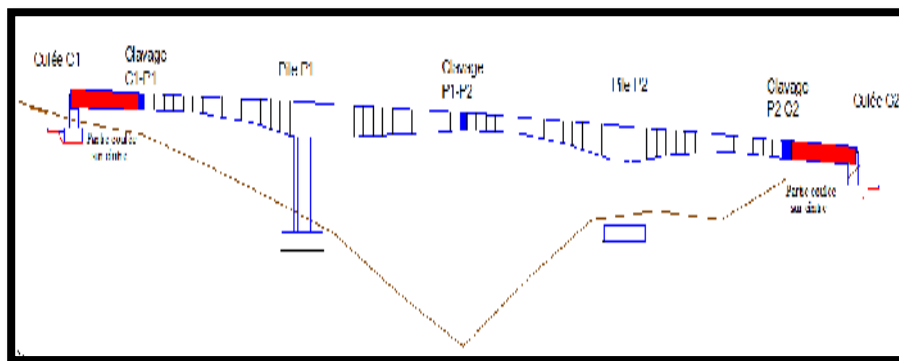


Fig. VI.7 : Différents clavages.

▪ Clavage de la travée de rive :

Dès l'achèvement du fléau 1, on effectue le clavage avec la partie adjacente posée sur cintre. Pour le calcul des efforts, on retire d'abord le cintre puis on applique le poids propre de la partie coulée sur cintre à la structure.

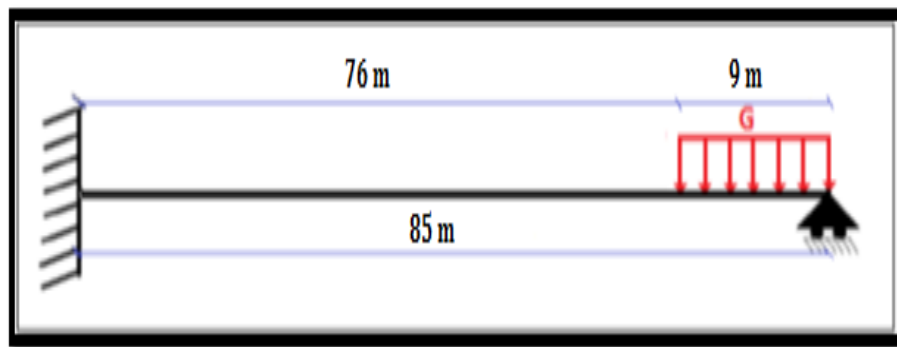


Fig. VI.8 : Efforts appliqués sur la travée de rive.

$$\text{Avec : } G = \gamma_B \times S_C = 25 \times 10.481 = 271.025 \text{ KN/ml.}$$

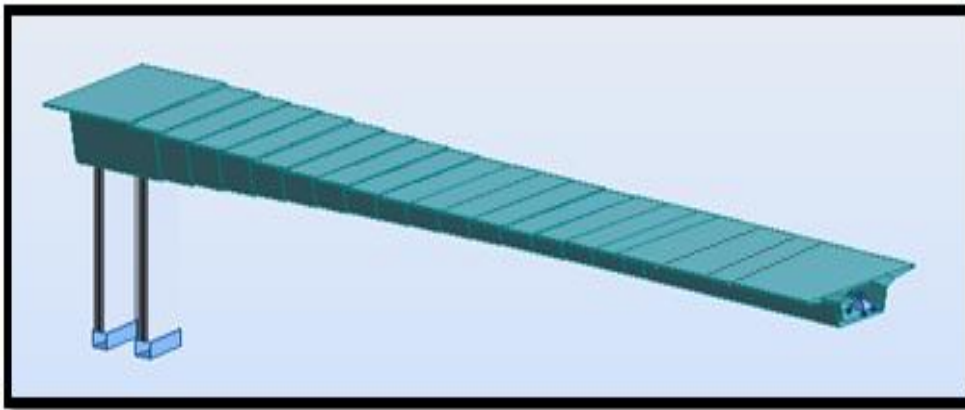


Fig. VI.9 : Modèle de calcul de la travée de rive.

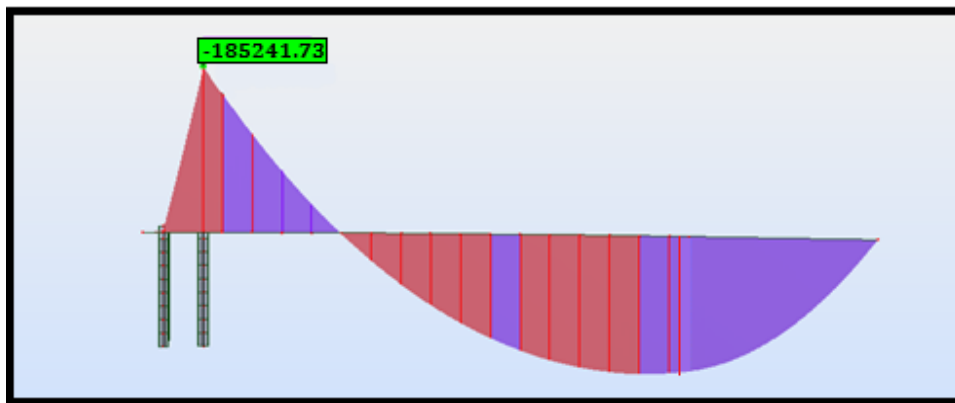


Fig. VI.10 : Diagramme des moments fléchissant après clavage de la travée de rive [KN.m].

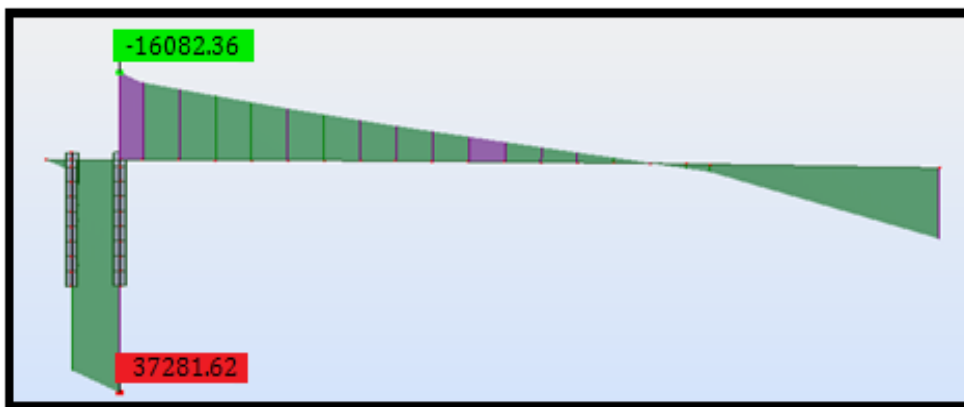


Fig. VI.11 : Diagramme des efforts tranchants après clavage de la travée de rive [KN].

▪ Clavage de la travée intermédiaire :

Le clavage entre les deux fléaux **1** et **2** s'effectue en exécutant un voussoir de clavage **2 m** de longueur entre leurs extrémités, Les effets du clavage engendreront des efforts qui devront être pris en compte en suivant le déroulement des opérations.

1^{ère} étape : Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.

2^{ème} étape : Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève la surcharge due à l'équipage de clavage.

➤ **1^{ère} étape : Avant enlèvement de l'équipage de clavage :**

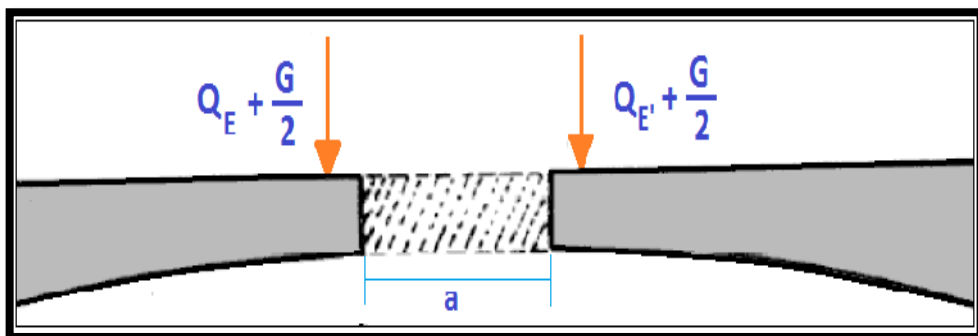


Fig. VI.12 : Schéma statique avant enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].

$$Q_E + Q_{E'} = 200 \text{ KN} :$$

Poids total de l'équipage de clavage (ces deux forces ne sont pas forcément égales).

$$G : \text{ poids du voussoir de clavage soit : } G = \gamma_B \times S_c = 25 \times 10.841 \times 2 \quad \Rightarrow \quad G = 542.05 \text{ KN}$$

$$Q_E + \frac{G}{2} = 371.025 \text{ KN}$$

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

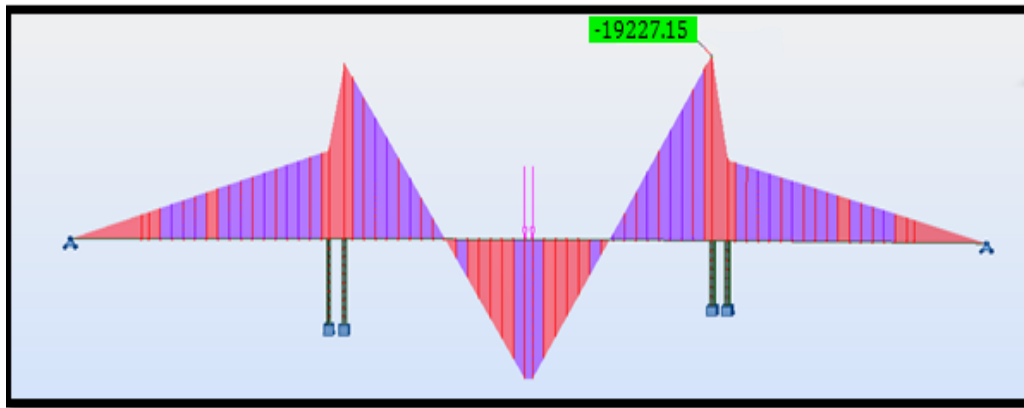


Fig.VI.13 : Diagramme des moments fléchissant avant enlèvement de l'équipage de clavage [KN.m].



Fig.VI.14: Diagramme des efforts tranchants avant enlèvement de l'équipage de clavage [KN].

➤ 2^{ème} étape : Après enlèvement de l'équipage de clavage :

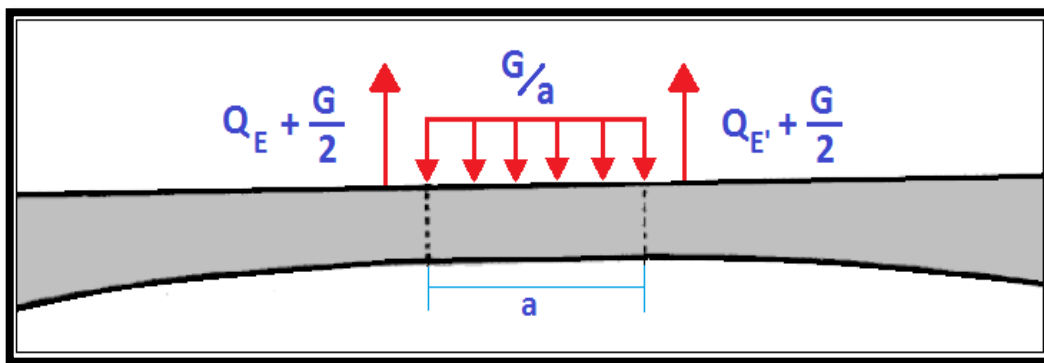


Fig.VI.15 : Schéma statique après enlèvement de l'équipage de clavage [Réf.6].

Avec:
$$\left\{ \begin{array}{l} Q_E + Q_{E'} = 200 \text{ KN} \\ G = 542.05 \text{ KN} \\ G / a = 271,025 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} G/a : \text{représente le poids du béton durci} \\ a = 2 \text{ m} \end{array}$$

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

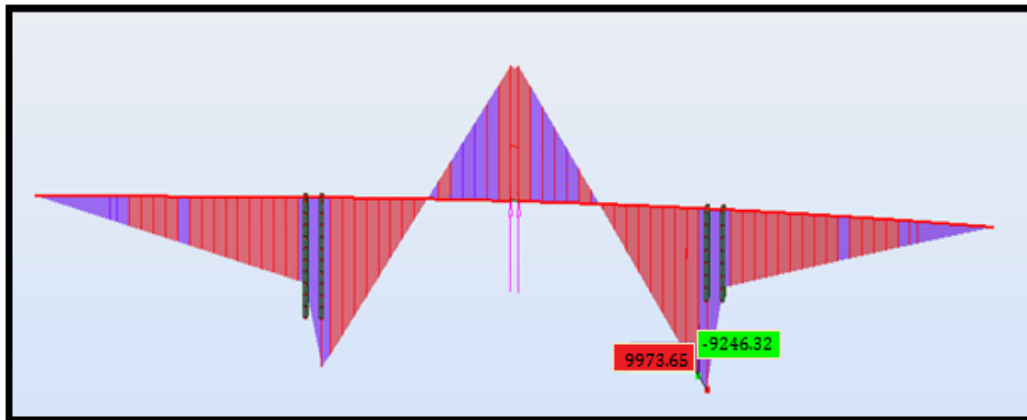


Fig.VI.16 : Diagramme des moments fléchissant après enlèvement de l'équipage de clavage [KN.m].

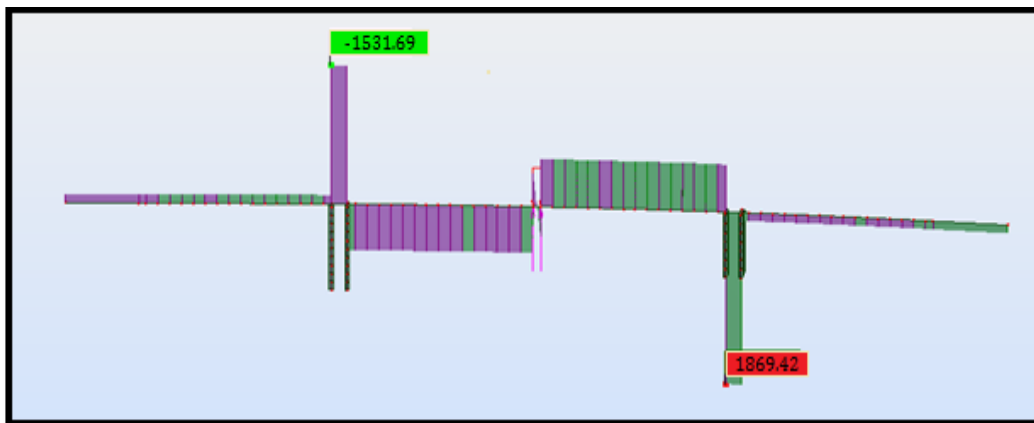


Fig. VI.17: Diagramme des efforts tranchants après enlèvement de l'équipage de clavage [KN].

VI.2. Etude longitudinale en service :

Une fois l'ouvrage rendu continu (après clavage de toutes les travées), on procédera au calcul de différents efforts induits par les charges d'exploitations sur le tablier du pont, lors de sa mise en service.

Pour cela, nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2013** pour modéliser le viaduc en lui appliquant les différentes combinaisons d'actions citées en « Chapitre V ».

Chapitre VI : Etude longitudinale

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

- ✓ Poids propre (**PP**) : il est pris automatiquement par le logiciel.
- ✓ Complément du poids propre (**CCP = 4.3844 t/ml**) : Charge uniforme répartie le long du tablier
- ✓ Charge **A_c(I) = 5.166 t/ml** : Charge uniforme répartie sur la travée de rive (cas le plus défavorable)
- ✓ Surcharge **B_c**.
- ✓ Surcharge militaires **M_{c120}**.
- ✓ Convoi exceptionnel **D₂₄₀**.
- ✓ Surcharges sur les trottoirs **St=0,255t/m**: Charge uniforme répartie le long du tablier

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

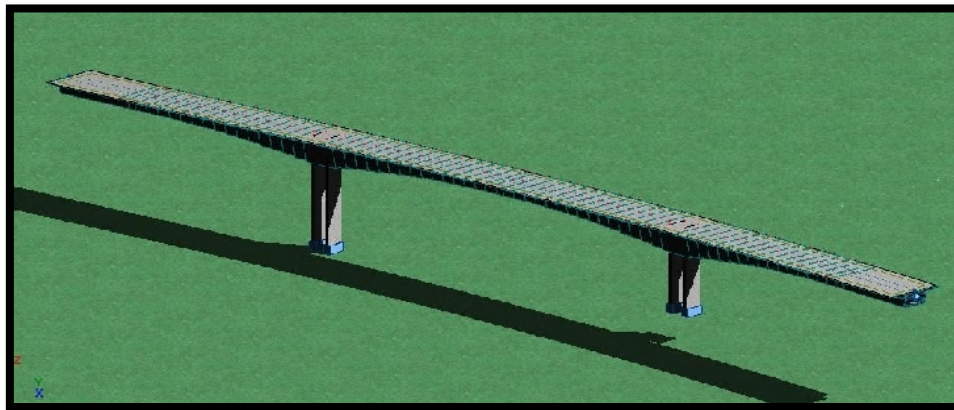


Fig. VI.18 : Vue du modèle de calcul en 3D.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A\prime ELU} : 1,35 G + 1,35 D_{240} \\ \mathbf{A\prime ELS} : A \text{ vide} : G + CCP \\ \mathbf{En service} : G + D_{240} \end{array} \right.$$

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

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

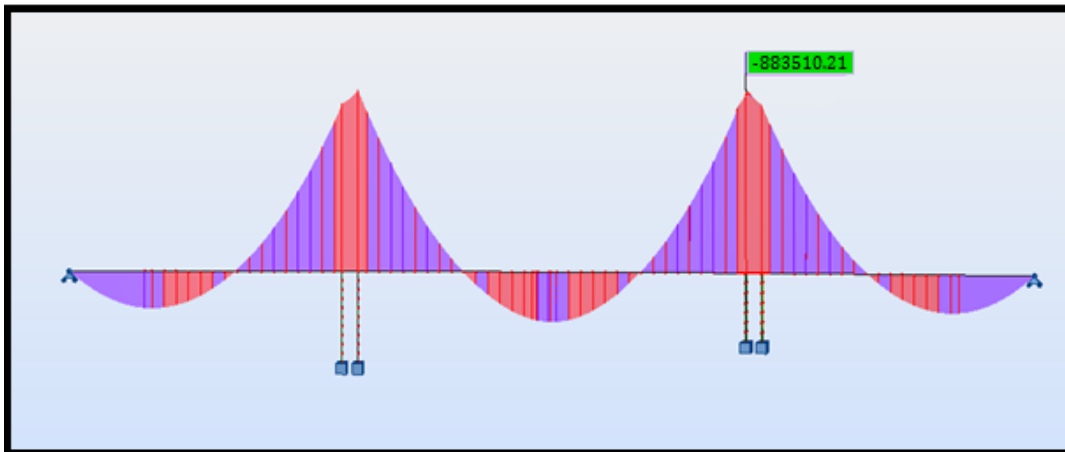


Fig.VI.19: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35D₂₄₀ [KN.m].

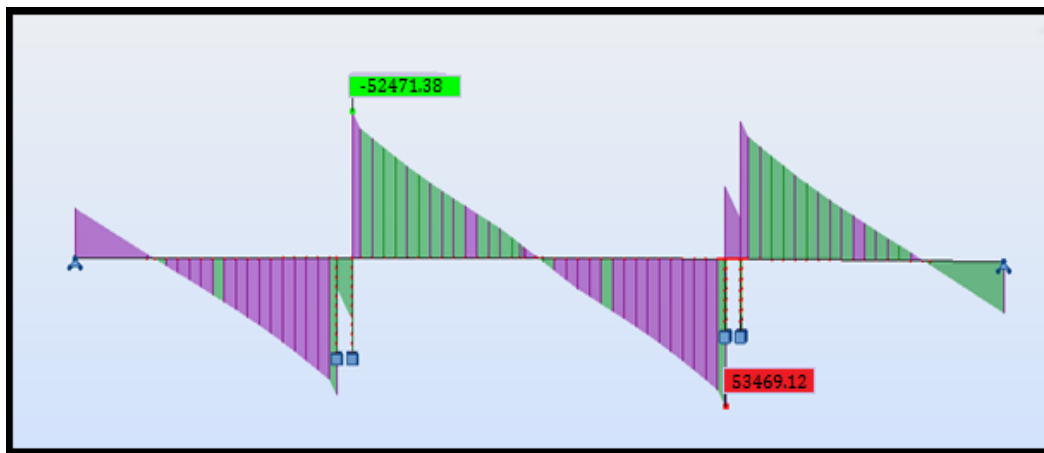


Fig. VI.20: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 1,35G + 1,35D₂₄₀ [KN].

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

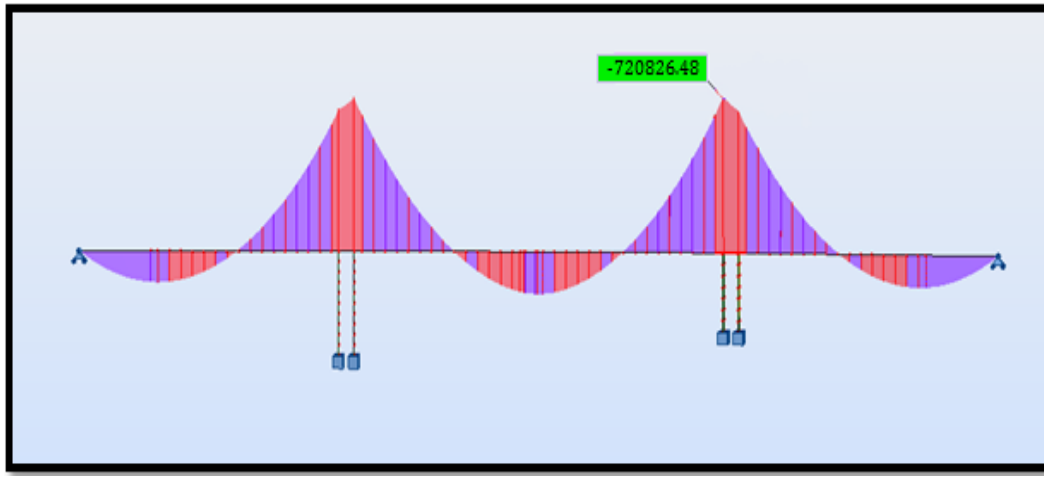


Fig. VI.21: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + D₂₄₀ [KN.m].

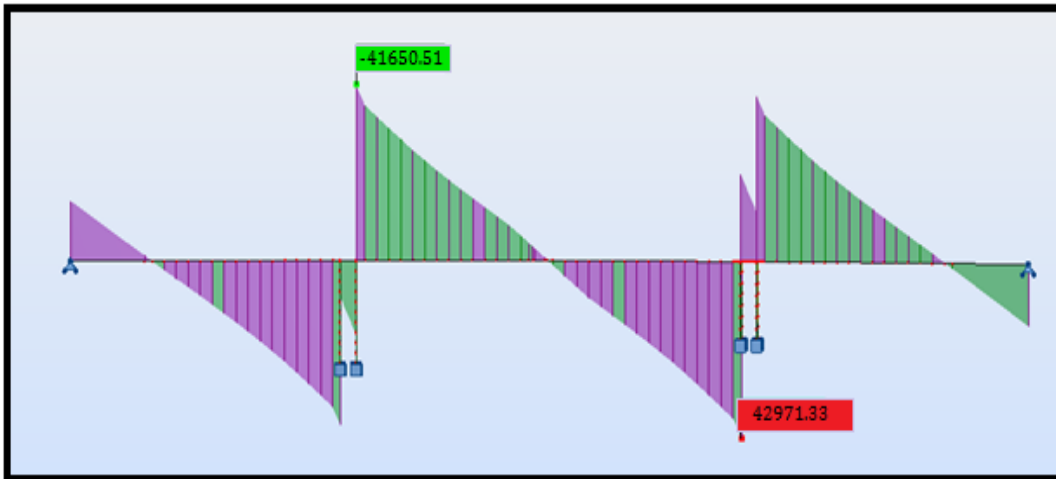


Fig. VI.22 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + D₂₄₀ [KN].

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

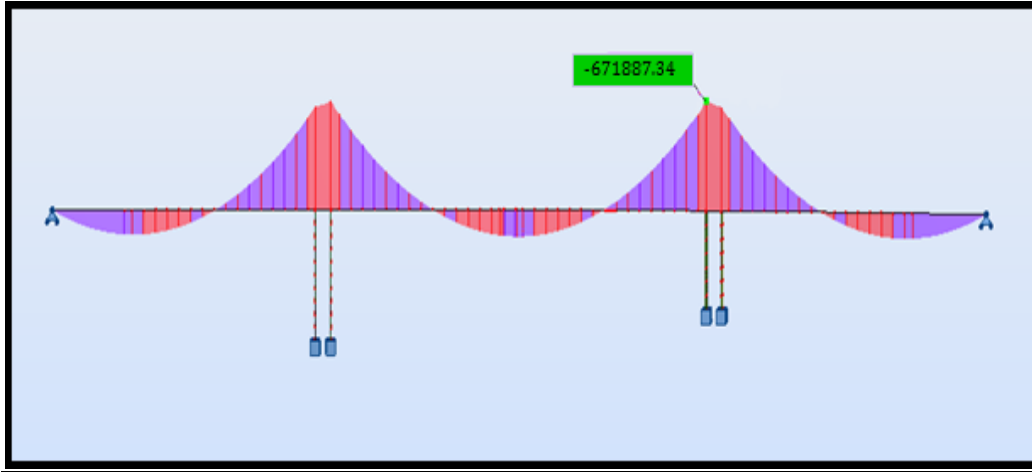


Fig. VI.23 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP [KN.m].

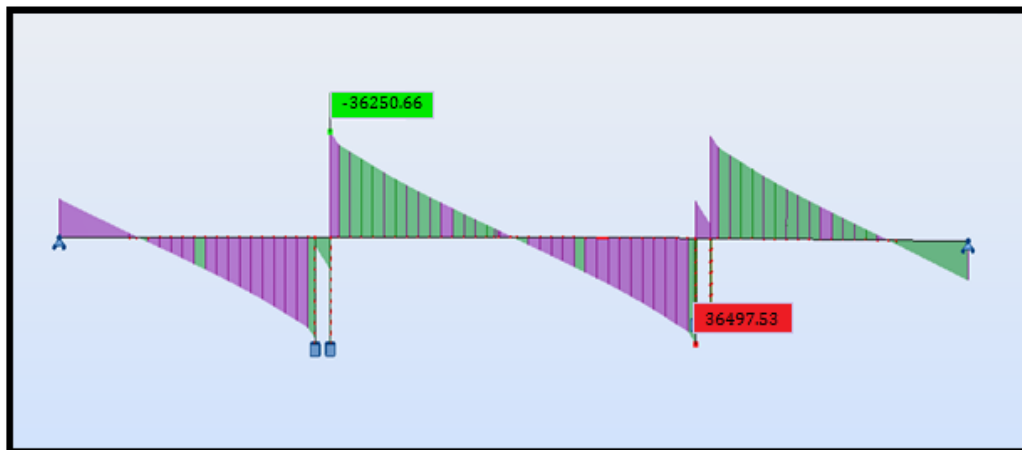


Fig. VI.24 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison G + CCP [KN].

Chapitre VII

Etude de la précontrainte

Histoire de la précontrainte :

Eugène Freyssinet (ingénieur français) est considéré comme l'ancêtre de tous les ouvrages en béton précontraint, l'idée de la précontrainte a germé dans son esprit pour la première fois en 1903. Trois ans plus tard, une circulaire reconnaît au béton des propriétés élastiques jusqu'alors réservées à l'acier, cela constitue un élément déclencheur pour le développement de son idée. Il faut pourtant attendre 1928 pour que le système de précontrainte aboutisse réellement à un brevet et le terme « précontrainte » n'apparaîtra qu'en 1932.

En 1934, Freyssinet démontre de manière spectaculaire l'intérêt de la précontrainte en réussissant la consolidation de la gare « maritime du Havre ».

VII.1. principe de la précontrainte :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui seront produites par des charges extérieures.

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

On distingue deux modes de précontraintes :

-Précontrainte par post-tension.

-Précontrainte par pré-tension.

-Dans notre cas on s'intéressera à la précontrainte par post-tension.

- **Précontrainte par post-tension :**

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

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

On distingue deux types de précontrainte par post-tension :

- Intérieure au béton.

-Extérieure au béton.

VII. 2. Etude de la précontrainte de l'ouvrage :

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

a)- Câble de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et les charges de chantier en phase de construction.
- Assurer l'assemblage des voussoirs et la stabilité des fléaux pendant la construction.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre.

b)- Câble de continuité :

Les câbles de solidarisation (continuité) sont disposés au voisinage de la clé de chaque travée, ils sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent.

La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, ils sont :

- Soit filants dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.
- soit relevés dans les âmes.

❖ L'objectif de ce présent chapitre :

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

VII. 3. Etude de la précontrainte de fléau :

VII.3.1. Calcul de la précontrainte de fléau :

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

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

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

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

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

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

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

Donc à la limite :

$$P = \frac{-M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

M : moment dû au poids propre + surcharges de chantier.

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

I : moment d'inertie longitudinal de la section.

S : surface transversale du voussoir.

$\sigma_{bt} = \sigma_{bc}$: contrainte admissible de traction et de compression respective.

Dans cette dernière expression « p » et « e » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine « P ».

VII. 3.2. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{P_0}$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15 peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

D'où : $P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S$

σ_{p0} : La tension à l'origine (à l'ancrage).

- **Tension à l'origine :**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

Min (0,8 f_{prg} . 0,9 f_{peg}) selon le **BPEL91**

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (1488 \text{ , } 1494) = 1488 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \\ f_{peg} = 1660 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S: \text{section d'un câble 19T15} = 139 \times 19 = 2641 \text{ mm}^2 \\ = 0,002641 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Ce qui donne : } P_0 = 0,75 \times 1488 \times 0,002641 = \mathbf{2,9473 \text{ MN}}$$

Chapitre VII : La précontrainte

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section (pleine): } S = 52,123 \text{ m}^2 \\ \text{Inertie: } I = 374.6522 \text{ m}^4 \\ \text{Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : } V = 3.87 \text{ m} \\ e = V - d, \text{ on prend un enrobage des aciers actifs } d = 0,20 \text{ m} \Rightarrow e = 3.87 - 0,2 = 3.67 \text{ m.} \\ d : \text{ distance entre le centre de gravité du câble moyen et la fibre supérieure du béton.} \end{array} \right.$$

- Moment d'encastrement $M_{\max} = - 787,236 \text{ MN.m}$

$$P = \frac{-M_{\max} \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} \quad \Rightarrow \quad P = 142,426 \text{ MN}$$

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{142,426}{2,9473} = 48.324$$

Donc le nombre de câbles retenu est : $N = 50$ câbles de **19T15** qui seront repartis par **25** câbles dans chaque gousset (*Car* Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à $N=50$ câbles est : $P = N \times P_0 = 50 \times 2,9473$

$$\Rightarrow P = 147,365 \text{ MN}$$

VII. 3.3. 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 :

$$N_i = \frac{P_i}{P_0} \quad \text{avec} \quad P_i = \frac{\frac{-M_i \times V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times V_i}{I_i}}$$

Chapitre VII : La précontrainte

Voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles (calculé)	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés	P réelle (MN)
½ VSpp	52,123	374,6522	3,87	5,13	3,67	142,426	-787,236	48,324	50	/	147,365
Fin V1	17,601	163,855	3,621	4,649	3,421	109,853	-658,325	37,272	50	6	147,365
fin V2	16,601	131,203	3,284	4,318	3,084	102,560	-563,122	34,798	44	6	129,681
Fin V3	15,681	104,923	2,974	4,013	2,774	95,427	-479,413	32,378	38	4	111,997
Fin V4	14,841	83,938	2,690	3,735	2,49	88,455	-406,236	30,012	34	4	100,208
Fin V5	14,081	67,318	2,434	3,483	2,234	81,746	-343,183	27,736	30	4	88,419
Fin V6	13,401	54,273	2,204	3,258	2,004	73,178	-281,116	24,829	26	4	76,630
Fin V7	12,801	44,133	2,001	3,059	1,801	64,352	-226,773	21,834	22	4	64,841
Fin V8	12,281	36,342	1,826	2,887	1,626	52,594	-170,753	17,845	18	4	53,051
fin V9	11,841	30,446	1,678	2,741	1,478	39,688	-119,475	13,466	14	4	41,262
Fin V10	11,481	26,080	1,556	2,622	1,356	27,037	-76,132	9,511	10	2	29,473
fin V11	11,201	22,962	1,461	2,529	1,261	16,602	-44,231	5,633	8	2	23,578
fin V12	11,001	20,878	1,394	2,463	1,194	8,378	-21,411	2,843	6	2	17,684
Fin V13	10,881	19,984	1,354	2,423	1,154	1,950	-4,896	0,662	4	2	11,789
Fin V14	10,841	19,296	1,34	2,41	1,14	0,965	-2,381	0,327	2	2	5,895
Σ	/	/	/	/	/	/	/	/	/	50	

Tab. VII.1: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.

■ Remarque :

Lors de la construction de la dernière paire de voussoir du fléau, le moment à l'extrémité est nul, donc théoriquement elle peut être conçue sans ancrer de câble de fléau. Mais pour des raisons de sécurité il est préférable d'arrêter au moins deux câbles.

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

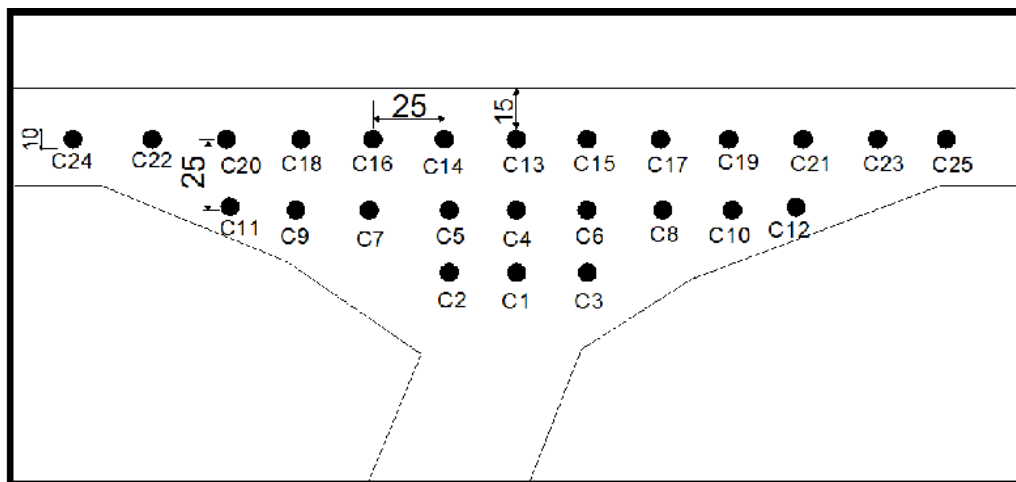


Fig. VII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

VII. 3.4. Etude du 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.

➤ 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).

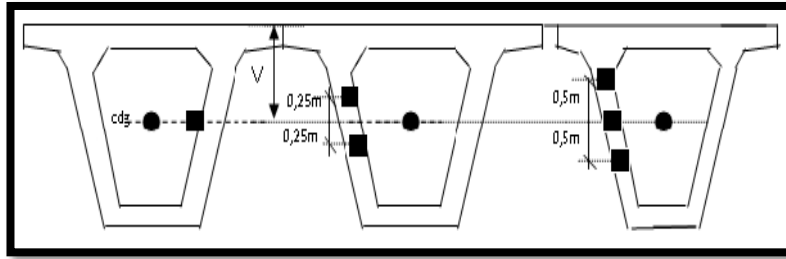


Fig. VII.2 : La disposition des ancrages au niveau des âmes.

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique.

- ❖ Une partie des câbles subit une déviation parabolique dont d'équation est de la forme :

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

Avec :

- d_1 : Distance du point d'ancrage.
- d_0 : Distance du câble à la fibre supérieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (5 m) pour les six premiers câbles et de deux voussoirs (10 m) pour le reste des câbles

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

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} \geq R_{min} \quad \text{avec : } y = d_1 - d_0$$

- R_{min} : rayon minimal pour les câbles 19T15 = 9 m.

- ❖ La déviation verticale d'un câble est :

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \quad (\text{l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale}).$$

$$\Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \left[2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \right]$$

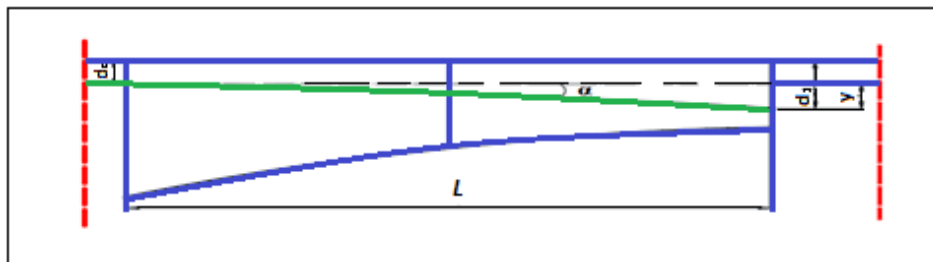


Fig. VII.3 : Tracé d'un câble en élévation.

Chapitre VII : La précontrainte

Pour le premier voussoir (à $x = 9\text{m}$), on arrête 6 câbles dans cette section soient 3 par âme.

- **Tracé du câble N°1 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,5 m au-dessus du C.D.G de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 5 \text{ m} \\ V = 3,621 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = 3,121 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2,421 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{5^2}{2(3,121-0,70)} = 5,163 \text{ m} < 9 \text{ m}.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$ Soit $Y = 0,38 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 32,89 \text{ m}$

$$\text{Donc } d_1 = y + d_0 = 1,08 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2Y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,151 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,015 x^2 \text{ (m)}$$

- **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera au C.D.G de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 5 \text{ m} \\ V = 3,621 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = V = 3,621 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2,921 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{5^2}{2(3,621-0,70)} = 4,279 \text{ m} < 9 \text{ m}.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$ Soit $Y = 0,88 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 14,20 \text{ m}$

$$\text{Donc } d_1 = y + d_0 = 1,58 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2Y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,338 \text{ rad}$$

Chapitre VII : La précontrainte

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°2 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,035 x^2 \text{ (m)}$$

• **Tracé du câble N°3 :**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de 0,5 m au dessous du C.D.G de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 5 \text{ m} \\ V = 3,621 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = 4,121 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 3,421 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow R(x) = \frac{5^2}{2(4,121-0,70)} = 3,654 \text{ m} < 9 \text{ m}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$

Soit $Y = 1,38 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 9,05 \text{ m}$

Donc : $d_1 = Y + d_0 = 2,08 \text{ m}$

$$\tan \alpha = 2(d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right) = \frac{2Y}{l} \Rightarrow \alpha = 0,504 \text{ rad}$$

➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°2 est la suivante :

$$Y(x) = 0,700 + 0,055 x^2 \text{ (m)}$$

Voussoir	N° câble	L (m)	V (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	Y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe
V1	C1	5	3,621	0,70	1,08	0,38	32,89	0,151	0,70 + 0,015x ²
	C2	5	3,621	0,70	1,58	0,88	14,20	0,338	0,70 + 0,035x ²
	C3	5	3,621	0,70	2,08	1,38	9,05	0,504	0,70 + 0,055x ²
V2	C4	10	3,284	0,45	2,784	2,334	21,42	0,438	0,45+ 0,023x ²
	C5	10	3,284	0,45	3,284	2,834	17,64	0,516	0,45+ 0,028x ²
	C6	10	3,284	0,45	3,784	3,334	14,99	0,588	0,45+ 0,033x ²
V3	C7	10	2,974	0,45	0,724	2,274	21,99	0,427	0,45 + 0,023x ²

Chapitre VII : La précontrainte

	C8	10	2,974	0,45	3,224	2,774	18,02	0,506	$0,45 + 0,028x^2$
V4	C9	10	2,690	0,45	2,44	1,99	25,12	0,379	$0,45 + 0,020x^2$
	C10	10	2,690	0,45	2,94	2,49	20,08	0,462	$0,45 + 0,025x^2$
V5	C11	10	2,434	0,45	2,184	1,734	28,83	0,334	$0,450 + 0,017x^2$
	C12	10	2,434	0,45	2,684	2,234	22,38	0,420	$0,450 + 0,022x^2$
V6	C13	10	2,204	0,2	1,954	1,754	28,51	0,337	$0,20 + 0,017x^2$
	C14	10	2,204	0,2	2,454	2,254	22,18	0,423	$0,20 + 0,022x^2$
V7	C15	10	2,001	0,2	1,751	1,551	32,24	0,301	$0,20 + 0,015x^2$
	C16	10	2,001	0,2	2,251	2,051	24,38	0,389	$0,20 + 0,020x^2$
V8	C17	10	1,826	0,2	1,576	1,376	36,34	0,268	$0,20 + 0,014x^2$
	C18	10	1,826	0,2	2,076	1,876	26,65	0,359	$0,20 + 0,019x^2$
V9	C19	10	1,678	0,2	1,428	1,228	40,71	0,241	$0,20 + 0,012x^2$
	C20	10	1,678	0,2	1,928	1,728	28,93	0,333	$0,20 + 0,017x^2$
V10	C21	10	1,556	0,2	1,556	1,356	36,87	0,267	$0,200 + 0,014x^2$
V11	C22	10	1,461	0,2	1,461	1,261	39,65	0,247	$0,200 + 0,013x^2$
V12	C23	10	1,394	0,2	1,394	1,194	41,87	0,234	$0,200 + 0,012x^2$
V13	C24	10	1,354	0,2	1,354	1,154	43,33	0,227	$0,200 + 0,011x^2$
V14	C25	10	1,340	0,2	1,340	1,14	43,86	0,224	$0,200 + 0,011x^2$

Tab. VII.2: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation.

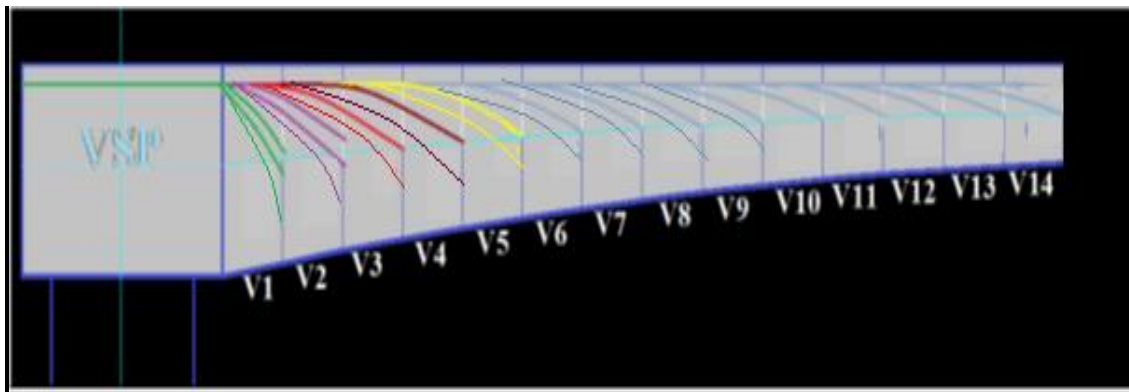


Fig. VII. 4 : Tracé des câbles en élévation.

➤ 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 (fin de ce dernier), mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps une variation en élévation, ce qui pose beaucoup de problèmes 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.

Théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé, Car une telle courbure permet de réduire la composante transversale de l'effort de précontrainte en plan.

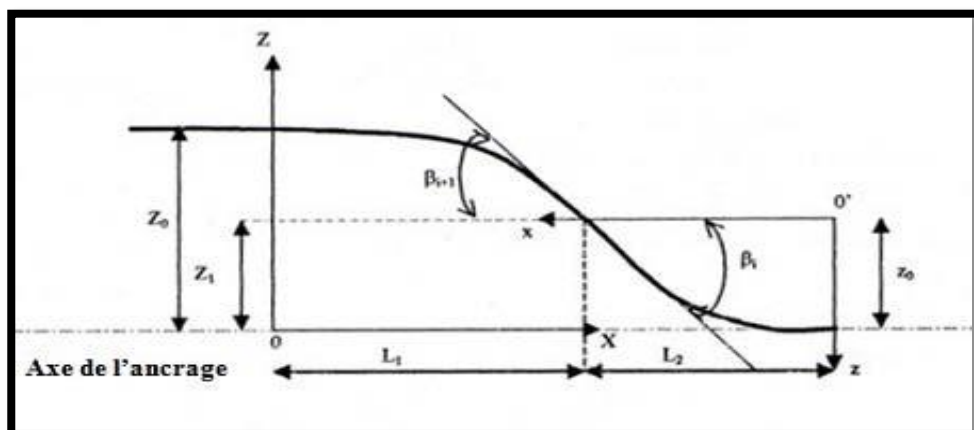


Fig. VII.5. Tracé en plan d'un câble de fléau.

Chapitre VII : La précontrainte

❖ **équation générale de la courbure :**

$$Z(x) = X^2 + bX + c$$

La courbure est obtenue par la continuité de deux paraboles d'équations :

$$Z(X) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 \quad \text{Dans le repère } (0, X, Z)$$

$$Z(X) = Z_0 - Z_0 \times \left(\frac{x}{l_2}\right)^2 \quad \text{Dans le repère } (0', x, z)$$

❖ **Le rayon de courbure :**

$$R_i = \frac{l_i^2}{2(Z_0 - Z_1)} \quad R_i = R_{i+1} \quad (\text{en raison de symétrie})$$

❖ **L'inclinaison à l'horizontale :**

$$\text{tg}(\beta_i) = \frac{2(Z_0 - Z_1)}{l_1}, \quad \text{tg}(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_0}{l_2} \quad \beta_i = \beta_{i+1} \quad (\text{en raison de symétrie})$$

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles **C1**, **C4** et **C13** sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir	N° câble	L (m)	L ₁ =L ₂ (m)	Z ₀ (m)	Z ₁ (m)	R _i (m)	β _i (rad)	Equation de la 1 ^{ère} courbure	Equation de la 2 ^{ème} courbure
V1	C1	5	2,5	0	0	0	0	0	0
	C2	5	2,5	0,25	0,125	25	0,010	0,25 - 0,02x ²	0,125 - 0,02 (x-2,5) ²
	C3	5	2,5	-0,25	-0,125	25	0,010	- 0,25 + 0,02x ²	- 0,125 + 0,02 (x-2,5) ²
V2	C4	5	2,5	0	0	0	0	0	0
	C5	5	2,5	0,25	0,125	25	0,010	0,25 - 0,02x ²	0,125 - 0,02 (x-2,5) ²
	C6	5	2,5	-0,25	-0,125	25	0,010	- 0,25 + 0,02x ²	- 0,125 + 0,02 (x-2,5) ²
V3	C7	5	2,5	0,5	0,25	12,5	0,197	0,5 - 0,04x ²	0,25 - 0,04 (x-2,5) ²
	C8	5	2,5	-0,5	-0,25	12,5	0,197	- 0,5 + 0,04x ²	- 0,25 + 0,04 (x-2,5) ²
V4	C9	5	2,5	0,75	0,375	8,33	0,291	0,75 - 0,06x ²	0,375 - 0,06 (x-2,5) ²

Chapitre VII : La précontrainte

	C10	5	2,5	-0,75	-0,375	8,33	0,291	$-0,75 + 0,06x^2$	$-0,375 + 0,06(x-2,5)^2$
V5	C11	5	2,5	1	0,5	6,25	0,381	$1 - 0,08x^2$	$0,5 - 0,08(x-2,5)^2$
	C12	5	2,5	-1	-0,5	6,25	0,381	$-1 + 0,08x^2$	$-0,5 + 0,08(x-2,5)^2$
V6	C13	5	2,5	0	0	0	0	0	0
	C14	5	2,5	0,25	0,125	25	0,010	$0,25 - 0,02x^2$	$0,125 - 0,02(x-2,5)^2$
V7	C15	5	2,5	-0,25	-0,125	25	0,010	$-0,25 + 0,02x^2$	$-0,125 + 0,02(x-2,5)^2$
	C16	5	2,5	0,5	0,25	12,5	0,197	$0,5 - 0,04x^2$	$0,25 - 0,04(x-2,5)^2$
V8	C17	5	2,5	-0,5	-0,25	12,5	0,197	$-0,5 + 0,04x^2$	$-0,25 + 0,04(x-2,5)^2$
	C18	5	2,5	0,75	0,375	8,33	0,291	$0,75 - 0,06x^2$	$0,375 - 0,06(x-2,5)^2$
V9	C19	5	2,5	-0,75	-0,375	8,33	0,291	$-0,75 + 0,06x^2$	$-0,375 + 0,06(x-2,5)^2$
	C20	5	2,5	1	0,5	6,25	0,381	$1 - 0,08x^2$	$0,5 - 0,08(x-2,5)^2$
V10	C21	5	2,5	-1	-0,5	6,25	0,381	$-1 + 0,08x^2$	$-0,5 + 0,08(x-2,5)^2$
V11	C22	5	2,5	1,25	0,625	5	0,464	$1,25 - 0,10x^2$	$0,625 - 0,10(x-2,5)^2$
V12	C23	5	2,5	-1,25	-0,625	5	0,467	$-1,25 + 0,10x^2$	$-0,625 + 0,10(x-2,5)^2$
V13	C24	5	2,5	1,5	0,75	4,17	0,540	$1,5 - 0,12x^2$	$0,75 - 0,12(x-2,5)^2$
V14	C25	5	2,5	-1,5	-0,75	4,17	0,540	$-1,5 + 0,12x^2$	$-0,75 + 0,12(x-2,5)^2$

Tab. VII.3: Tracé des câbles en plan.

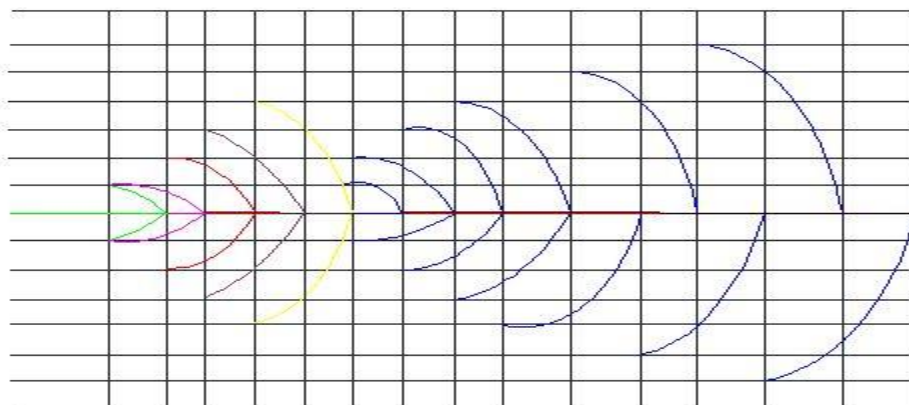


Fig. VII. 6 : Tracé des câbles en plan.

VII. 3.5. Pertes de précontrainte:

D'une manière générale, on désigne par « perte de précontrainte » la différence entre la force exercée par le vérin pendant la mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un temps donné.

On distingue :

- **Les pertes instantanées :** qui se produisent lors de la mise en tension des câbles. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur sa gaine, au tassement des organes d'ancrage, au non simultanément des mises en tension des différents câbles.
- **Les pertes différées :** qui se produisent au cours du temps. Elles sont dues au retrait, fluage du béton et à la relaxation des aciers.

VII. 3.5.1 Les pertes instantanées :

a)- Pertes de tension par frottement :

Lorsqu'on met une armature en tension celle-ci s'allonge. Il ya 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 force dans le câble diminue donc à mesure qu'on s'éloigne du vérin. Il est évident que la perte par frottement sera d'autant plus grande que le contact est plus important c'est-à-dire dans les parties courbes du tracé du câble. On distingue :

➤ Frottement en courbe :

La contrainte en un point du câble après une déviation angulaire est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_{p0} e^{-f\alpha} \dots\dots\dots 1$$

σ_{p0} : Contrainte (initiale) à l'origine de la courbure.

f : coefficient de frottement de courbure en (rad^{-1}).

α : déviation angulaire ou somme des variations d'angle à partir de l'origine de la courbure en (rad).

Chapitre VII : La précontrainte

➤ Frottement en ligne droite :

Lorsque la gaine est rectiligne, il n'y a en théorie aucun contact (frottement) entre le câble et sa gaine, mais en pratique une armature présente toujours des irrégularités et des ondulations parasites plus ou moins marquées selon la qualité de l'exécution du tracé et la rigidité de la gaine.

Ces déviations ne peuvent pas être déterminées de manière précise, on définit alors un « coefficient de déviation parasite moyen » β en (rad/m).

On fixe $\varphi = f \cdot \beta$: coefficient de frottement en ligne en (m⁻¹)

La contrainte dans le câble calculée à une longueur x à partir de l'origine est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{p0} e^{-\varphi x} \dots\dots\dots 2$$

Donc d'après 1 et 2 la formule générale donnant la contrainte du câble en un point quelconque de son tracé s'exprime en fonction de la contrainte initiale (à l'ancrage) par :

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

D'où les pertes par frottement : $\Delta \sigma_{f(x)} = \sigma_{p0} - \sigma_{p(x)} = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f\alpha + \varphi x)})]$

■ Remarque :

- On admet que la déviation parasite de tracé en ligne existe également dans les parties courbes
- Dans le cas où le câble présente des déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$. En revanche si ces déviations se produisent simultanément, on aura la formule approchée :

$$\text{tg } \alpha = \sqrt{\text{tg } 2 \alpha_e + \text{tg } 2 \alpha_p}$$

⇒ Cela implique que α_e et α_p auront lieu simultanément pour le 1^{er} voussoir, et elles se succèdent pour le reste (car α_e se fait sur un seul voussoir « 5 m » pour les 6 premiers câbles, et sur deux voussoirs « 10 m » pour le reste. Par contre α_p se fait sur un seul voussoir « 5 m » pour tous les câbles).

Chapitre VII : La précontrainte

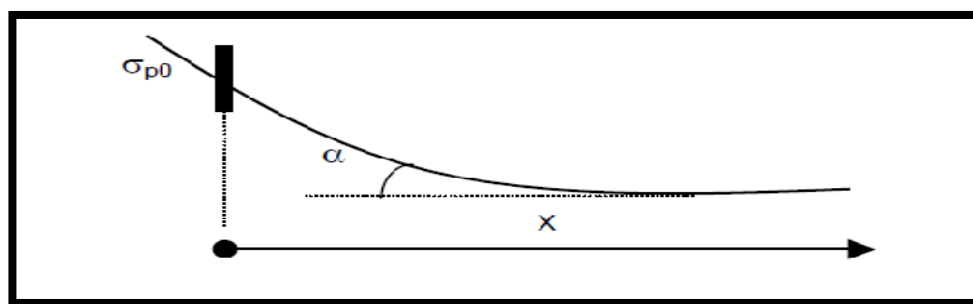


Fig. VII.7: Diagramme de variation de la tension.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa (tension maximale à la mise en tension, mesurée au vérin)} \\ f = 0,2 \text{ rad}^{-1} \\ \varphi = 0,003 \text{ m}^{-1} \end{array} \right.$$

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne le tableau suivant :

Voussoir	N° Câble	X (m)	α (rad)	$e^{(-f\alpha - \varphi x)}$	$1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)}$	$\Delta \sigma_{f(x)} = \sigma_{p0}(1 - (e^{-(f\alpha - \varphi x)}))$ (MPa)
V1	C1	9	0,151	0,944	0,056	83,326
	C2	9	0,736	0,840	0,160	238,080
	C3	9	0,903	0,812	0,188	279,744
V2	C4	14	0,438	0,878	0,122	181,536
	C5	14	0,526	0,863	0,137	203,856
	C6	14	0,598	0,851	0,149	221,712
V3	C7	19	0,624	0,834	0,166	247,008
	C8	19	0,703	0,821	0,179	266,352
V4	C9	24	0,670	0,814	0,186	276,768
	C10	24	0,753	0,800	0,200	297,600
V5	C11	29	0,715	0,794	0,206	306,528
	C12	29	0,801	0,781	0,219	325,872

Chapitre VII : La précontrainte

V6	C13	34	0,337	0,844	0,156	232,128
	C14	34	0,433	0,828	0,172	255,936
V7	C15	39	0,311	0,836	0,164	244,032
	C16	39	0,586	0,791	0,209	310,992
V8	C17	44	0,465	0,798	0,202	300,576
	C18	44	0,650	0,769	0,231	343,728
V9	C19	49	0,532	0,776	0,224	333,312
	C20	49	0,714	0,748	0,252	374,976
V10	C21	54	0,648	0,747	0,253	376,464
V11	C22	59	0,711	0,727	0,273	406,224
V12	C23	64	0,698	0,718	0,282	419,616
V13	C24	69	0,767	0,697	0,303	450,864
V14	C25	74	0,764	0,687	0,313	465,744
Somme						7442,974

Tab. VII.4: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.

-Donc la somme des pertes dues aux frottements des câbles est : $\Sigma\Delta\sigma_f = 7442,974 \text{ MPa}$

b)- Pertes de tension par recule des ancrages (ou par tassement d'ancrage):

Dans tout les procédés de mise en tension, lorsqu'on transfère l'effort de traction du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble .il ya donc raccourcissement du câble c.à.d. (Perte de tension), l'importance du déplacement du câble à l'intérieur de la gaine « g » ou recul d'ancrage varie selon le procédé utilisé.

Au bout d'une distance λ la perte de tension va être totalement équilibrée par les efforts de frottement, donc au delà de la section d'abscisse λ le tassement d'ancrage ne produit plus de perte et n'a plus aucune influence sur la tension dans le câble.

Chapitre VII : La précontrainte

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } x < \lambda \text{ les pertes existent.} \\ \text{Si } x > \lambda \text{ les pertes sont nulles.} \end{array} \right. \quad (\lambda : \text{ est compté à partir de l'ancrage}).$$

Pendant le recul d'ancrage sur la distance λ le mouvement relatif câble-gaine est de sens inverse à celui qui existait lors de la mise en tension.

Selon le **BPEL 91** cette longueur d'influence est donnée par la relation :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0}}}$$

Avec :

λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : l'intensité du recul de l'ancrage = 0,006 m.

E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa.

σ_{p0} : contrainte initiale.

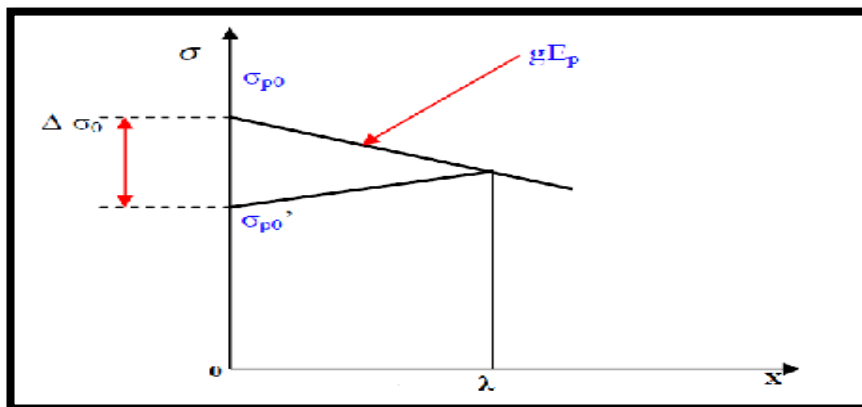


Fig. VII.8 : Diagramme des tensions avant et après recul d'ancrage.

Ces pertes seront calculées par la formule suivante :(l'aire de triangle)

$$\int_0^x \Delta \sigma_p dx = g \cdot E_p$$

- L'intégrale représente l'aire du triangle compris entre le diagramme des tensions avant et après ancrage (le diagramme est symétrique par rapport à l'horizontal).

Chapitre VII : La précontrainte

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Voussoir	N° Câble	l ou X (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	C1	9	0,139
	C2	9	0,243
	C3	9	0,266
V2	C4	14	0,168
	C5	14	0,179
	C6	14	0,188
V3	C7	19	0,171
	C8	19	0,178
V4	C9	24	0,162
	C10	24	0,169
V5	C11	29	0,155
	C12	29	0,161
V6	C13	34	0,124
	C14	34	0,130
V7	C15	39	0,119
	C16	39	0,135
V8	C17	44	0,125
	C18	44	0,134
V9	C19	49	0,126
	C20	49	0,134

V10	C21	54	0,129
V11	C22	59	0,129
V12	C23	64	0,126
V13	C24	69	0,126
V14	C25	74	0,125
			3,841

Tab. VII.5: Résultats des pertes de tension par recul d'ancrage des différents câbles.

- Les pertes par recul d'ancrage des câbles sont: $\Sigma \Delta \sigma_r = 3,841 \text{ MPa}$.

c)- Pertes par non simultan  t   de la mise en tension des différents câbles

(Ou pertes par raccourcissement instantané du béton) :

Une poutre comporte en général plusieurs câbles, ces câbles ne sont pas mis en tension en même temps car :

- une mise en tension simultanée exigerait beaucoup de vérins sur chantier.
- l'encombrement des vérins imposerait des distances ente axes d'ancrages très importantes, donc des abouts de poutre énorme.

Lorsque les câbles sont tendus les uns après les autres, chaque câbles déjà tendu et ancré, subit l'effet du raccourcissement (instantané) du béton crée par les câbles tendus après lui. Si η est le nombre de câbles, donc le 1^{er} câbles tendu subira l'effet du raccourcissement instantané du béton dû aux $(\eta-1)$ câbles restant à tendre, le 2^{  me} subira l'effet des $(\eta-2)$ câbles et ainsi de suite. Seul le dernier câbles qui ne subit aucun effet.

Les câbles déjà tendus subiront le même raccourcissement relatif que le béton : $\varepsilon_p = \varepsilon_b$ tel que : $\varepsilon_b = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$ (raccourcissement relatif du béton provoque par Chaque câbles).

$$\Rightarrow \text{Donc la perte de tension est : } \Delta \sigma_p = \varepsilon_p E_p = \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Reprenons les câbles dans l'ordre, lorsqu' on met en tension le 1^{er} câbles, le béton se raccourcit. Mais étant donné que pendant la mise en tension le vérin prends appuis sur le béton, donc il n'ya pas de perte.

Chapitre VII : La précontrainte

En revanche le 1^{er} câble subira une variation de tension due aux ($\eta-1$) câbles, sa perte sera donc :

$$\Delta \sigma_{pi} = (\eta-1) \sigma_b \frac{Ep}{Ebi} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le } i^{\text{ème}} \text{ câble : } \Delta \sigma_{pi} = (\eta-i) \sigma_b \frac{Ep}{Ebi} \\ \text{Pour le dernier câble : } \Delta \sigma_{pn} = 0 \end{array} \right.$$

Pour la perte de tension moyenne d'un câble due à la non-simultanéité des mises en tensions, on retient la formule simplifiée suivante (**BPEL 91**) :

$$\Delta \sigma_{pi(x)} = \frac{1}{2} \sigma_{b(x)} \frac{Ep}{Ebi} \quad \text{tel que : } \sigma_{b(x)} = \frac{p}{S} + \frac{P.e^2}{I} - \frac{|M|.e}{I}$$

Avec :

E_{ij} : Module de YOUNG instantané du béton à j jour, $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 35\,981,73 \text{ MPa}$

E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa.

$\sigma_{b(x)}$: contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x calculée au niveau du câble moyen.

P : effort de précontrainte.

M : Moment en phase réalisation.

S : section du voussoir considéré.

I : Moment d'inertie du voussoir considéré.

e : excentricité du câble moyen.

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par non simultanéité de la mise en tension des différents câbles sont donné dans les tableaux suivant :

Voussoirs	N° Câble	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	e (m)	P _{réelle} (MN)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_n$ (MPa)
Fin V1	C1	17,601	163,855	3,621	3,421	147,365	-658,325	5,153	13,605
	C2								13,605
	C3								13,605
Fin V2	C4	16,601	131,203	3,284	3,084	129,681	-563.122	3,976	10,497
	C5								10,497

Chapitre VII : La précontrainte

	C6								10,497
Fin V3	C7								7,078
	C8	15,681	104,923	2,974	2,774	11,997	-479,413	2,681	7,078
Fin V4	C9								5,571
	C10	14,841	83,938	2,690	2,490	100,208	-406,236	2,110	5,571
Fin V5	C11								3,818
	C12	14,081	67,318	2,434	2,234	88,419	-343,183	1,446	3,818
Fin V6	C13								2,661
	C14	13,401	54,273	2,204	2,004	76,630	-281,116	1,008	2,661
Fin V7	C15								1,523
	C16	12,801	44,133	2,001	1,801	64,841	-226,773	0,577	1,523
Fin V8	C17								1,423
	C18	12,281	36,342	1,826	1,626	53,051	-170,753	0,539	1,423
Fin V9	C19								1,703
	C20	11,841	30,446	1,678	1,478	41,262	-119,475	0,645	1,703
Fin V10	C21	11,481	26,080	1,556	1,356	29,473	-76,132	0,687	1,814
Fin V11	C22	11,201	22,962	1,461	1,261	23,578	-44,231	1,309	3,456
Fin V12	C23	11,001	20,878	1,394	1,194	17,684	-21,411	1,590	4,198
Fin V13	C24	10,881	19,984	1,354	1,154	11,789	-4,896	1,586	4,187
Fin V14	C25	10,841	19,296	1,34	1,140	5,895	-2,381	0,800	2,112
								Somme	135,627

Tab. VII.6: Résultats des pertes par non simultan  t   de la mise en tension des différents câbles.

- Les pertes par non simultan  t   de la mise en tension des différents câbles sont:

$$\Sigma \Delta \sigma_n = 135,627 \text{ MPa}$$

■ **Perte instantanée totale :**

$$\Delta \sigma_{inst(x)} = \Delta \sigma_{f(x)} + \Delta \sigma_{r(x)} + \Delta \sigma_n(x)$$

$$7442,974 + 3,841 + 135,627 = \mathbf{7582,442 \text{ MPa}}$$

■ **La tension initiale probable :** dans les câbles (après pertes instantanées) est :

$$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{i(x)}$$

VII. 3.5. 2 les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformations et de contraintes des matériaux en présence de retrait, fluage du béton et relaxation de l'acier.

Ces pertes différées se produisent simultanément mais le **BPEL** a retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité (la non indépendance des phénomènes).

a)- Pertes de tension due au retrait :

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte.

La valeur de retrait en fonction du temps peut être exprimée par : $\epsilon_{r(t)} = \epsilon_r \cdot r(t)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_r : \text{Retrait final du béton qui diffère selon le climat, dans notre cas :} \\ \quad \epsilon_r = 2.10^{-4} \text{ en climat humide selon BPEL 91.} \\ r(t) : \text{la loi d'évolution du retrait en fonction du temps. } r(t) = \frac{t}{t+9rm} \quad t \text{ en jours} \\ r_m : \text{rayon moyen} \quad r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimètre ext}} \end{array} \right.$$

-La variation de tension dans les armatures entre t_0 et t :

$$\Delta \sigma_{r(t)} = E_p \Delta \epsilon_{r(t)} = E_p \epsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_0 : \text{correspond à l'âge du béton lors de la mise en tension des câbles.} \\ t : \text{compté à partir du bétonnage si } t = \infty \Rightarrow r(t) = 1 \end{array} \right.$$

- D'où la perte totale due au retrait est : $\Delta \sigma_{r(t)} = E_p \epsilon_r (1 - r(t_0))$

Chapitre VII : La précontrainte

Selon le règlement **BPEL**, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta \sigma_{r(t)} = E_p \varepsilon_r \quad \Rightarrow \quad \Delta \sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} = \mathbf{38 \text{ MPa}}$$

b)- perte de tension due au fluage :

A la différence du retrait, le fluage du béton est un phénomène qui se produit sous charge, le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant.

Le **BPEL 91** propose une formule simplifiée applicable aux pièces soumise à partir de leur mise en précontrainte à des actions permanentes.

La perte de tension dûe au fluage est :

$$\Delta \sigma_{fl} = E_p \varepsilon_{fl} = \frac{E_p}{E_{bi}} (\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

σ_m : Contrainte normale maximale du béton au niveau du câble moyen, elle est généralement obtenue à la mise en tension.

σ_b : Contrainte normale finale du béton au niveau de câble moyen, elle est en fonction des charges permanentes et de la précontrainte

$$\sigma_b = \frac{p}{S} + \frac{P.e^2}{I} - \frac{|M|.e}{I}$$

-A titre de simplification si $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_b$ le **BPEL** permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

Chapitre VII : La précontrainte

Voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	e (m)	P _{réelle} (MN)	M (MN.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
½ VSpp	52,123	374,6522	3,87	3,670	147,365	-787,236	0,413	5,452
Fin V1	17,601	163,855	3,621	3,421	147,365	-658,325	5,153	68,025
Fin V2	16,601	131,203	3,284	3,084	129,681	-563.122	3,976	52,487
Fin V3	15,681	104,923	2,974	2,774	111,997	-479,413	2,681	35,392
Fin V4	14,841	83,938	2,690	2,490	100,208	-406,236	2,110	27,854
Fin V5	14,081	67,318	2,434	2,234	88,419	-343,183	1,446	19,089
Fin V6	13,401	54,273	2,204	2,004	76,630	-281,116	1,008	13,307
Fin V7	12,801	44,133	2,001	1,801	64,841	-226,773	0,577	7,617
Fin V8	12,281	36,342	1,826	1,626	53,051	-170,753	0,539	7,115
Fin V9	11,841	30,446	1,678	1,478	41,262	-119,475	0,645	8,515
Fin V10	11,481	26,080	1,556	1,356	29,473	-76,132	0,687	9,069
Fin V11	11,201	22,962	1,461	1,261	23,578	-44.231	1,309	17,280
Fin V12	11,001	20,878	1,394	1,194	17,684	-21.411	1,590	20,990
Fin V13	10,881	19,984	1,354	1,154	11,789	-4,896	1,586	20,937
Fin V14	10,841	19,296	1,34	1,140	5,895	-2,381	0,800	10,561
							Somme	323,690

Tab. VII.7: Résultats des pertes de tension dues au fluage.

- Les pertes de tension dues au fluage sont: $\Sigma\Delta\sigma_{fl} = 323,690$ MPa

c)-Perte de tension due à la relaxation des armatures :

Chapitre VII : La précontrainte

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en BP que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement, on distingue (RN - BR - TBR).

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers et l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, font choisir en général les aciers **TBR** (très basse relaxation).

Ces aciers sont caractérisés par $\left\{ \begin{array}{l} \rho_{1000} = 2,5\% \text{ (relaxation à 1000h).} \\ \mu_0 : \text{coefficient pris égal à } \mathbf{0,43} \end{array} \right.$

La perte de tension finale à la relaxation est donnée par la formule suivante (**BPEL 91**):

$$\Delta\sigma_{p(x)} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

Avec :

$$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

$\sigma_{pi(x)}$: la tension initiale du câble dans la section d'abscisse x (après pertes instantanées).

$\Delta\sigma_{inst}$: Perte instantanée totale $\Rightarrow \Delta\sigma_{inst(x)} = \Delta\sigma_{f(x)} + \Delta\sigma_{r(x)} + \Delta\sigma_{n(x)}$

Les valeurs de la perte de précontrainte par relaxation pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Voussoir	N° Câble	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)
V1	C1	9	97,07	1390,930	66,308
	C2		251,928	1236,072	43,489
	C3		293,615	1194,385	38,007
V2	C4	14	192,201	1295,799	51,832
	C5		214,532	1273,468	48,645
	C6		232,397	1255,603	46,154

Chapitre VII : La précontrainte

V3	C7	19	254,257	1233,743	43,175
	C8		273,608	1214,392	40,603
V4	C9	24	282,501	1205,499	39,441
	C10		303,340	1184,660	36,768
V5	C11	29	310,501	1177,499	35,866
	C12		329,851	1158,149	33,469
V6	C13	34	234,913	1253,087	45,807
	C14		258,727	1229,273	42,576
V7	C15	39	245,674	1242,326	44,336
	C16		312,650	1175,350	35,597
V8	C17	44	302,124	1185,876	36,922
	C18		345,285	1142,715	31,601
V9	C19	49	335,141	1152,859	32,825
	C20		376,813	1111,187	27,904
V10	C21	54	378,407	1109,593	27,721
V11	C22	59	409,809	1078,191	24,206
V12	C23	64	423,94	1064,060	22,676
V13	C24	69	455,177	1032,823	19,409
V14	C25	74	467,981	1020,019	18,115
				Somme	933,4522

Tab. VII.8: Résultats des pertes de tension par relaxation des aciers.

- Les pertes de tension par relaxation des aciers sont : $\Sigma \Delta \sigma_{\text{relax}} = 933,452 \text{ MPa}$.

Chapitre VII : La précontrainte

Perte différée totale :

La perte finale différée est prise égale à : $\Delta\sigma_{diff(x)} = \Delta\sigma_{r(t)} + \Delta\sigma_{fl(x)} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{p(x)}$

Le coefficient **5/6** tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoirs	X (m)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa) = Fluage	$\Delta\sigma_{r(t)}$ (MPa) = Retrait	$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{diff(x)}$ (MPa)
1/2VSP	0	5,452	38	/	43,452
V1	9	68,025	38	147,804	229,195
V2	14	52,487	38	146,631	212,679
V3	19	35,392	38	83,778	143,207
V4	24	27,854	38	76,209	129,361
V5	29	19,089	38	69,335	114,868
V6	34	13,307	38	88,383	124,959
V7	39	7,617	38	79,933	112,228
V8	44	7,115	38	68,523	102,217
V9	49	8,515	38	60,729	97,122
V10	54	9,069	38	27,721	70,170
V11	59	17,280	38	24,206	75,452
V12	64	20,990	38	22,676	77,887
V13	69	20,937	38	19,409	75,111
V14	74	10,561	38	18,115	63,657
				Somme	1671,565

Tab. VII.9: Résultats des pertes différées.

La somme des pertes différées : $\Sigma\Delta\sigma_{diff} = 1671,565$ MPa.

VII. 3.5. 3. La perte totale due aux pertes instantanées et différées :

La perte totale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = \Delta\sigma_{\text{inst}} + \Delta\sigma_{\text{diff}} \quad \text{Tel que : } \Delta\sigma_{\text{inst}(x)} = \Delta\sigma_{f(x)} + \Delta\sigma_{r(x)} + \Delta\sigma_{n(x)}$$

Les pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
1/2VSP	0	/	43,452	43,452
V1	9	642,613	229,195	871,808
V2	14	639,130	212,679	851,809
V3	19	527,865	143,207	671,072
V4	24	585,841	129,361	715,202
V5	29	640,352	114,868	755,220
V6	34	493,640	124,959	618,599
V7	39	558,324	112,228	670,552
V8	44	647,409	102,217	749,626
V9	49	711,954	97,122	809,076
V10	54	378,407	70,170	448,577
V11	59	409,809	75,452	485,261
V12	64	423,94	77,887	501,827
V13	69	455,177	75,111	530,288
V14	74	467,981	63,657	531,638
			Somme	9253,953

Tab. VII.10: Résultats des pertes totales.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{9253,953 \times 2}{1488 \times 50} = 24,87 \% < 25 \% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir **50 câbles de 19T15**.

VII. 3.6. Vérification des contraintes :

La justification des contraintes pour les différentes sections d'une structure précontrainte constitue l'étape la plus importante dans l'étude et la vérification d'un projet, car cette étape constitue la touche finale qui permet de valider tout le travail déjà effectué.

On doit vérifier sous l'ensemble des actions y compris celles de la précontrainte, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites.

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{|M_{\text{cons}}|V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{ MPa} \quad (\text{l'ouvrage est justifier en classe I}) \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} + \frac{|M_{\text{cons}}|V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \quad (\bar{\sigma}_{ci} = 0,6 f_{c28}) \end{array} \right.$$

En phase de service, on distinguera deux cas de vérifications :

1^{er} Cas : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure), c'est-à-dire la **vérification à vide**.

2^{ème} Cas : où l'ouvrage est sollicité par les charges permanentes et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

➤ **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{|M_{\text{min}}|V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e V'}{I} + \frac{|M_{\text{min}}|V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = 0 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Chapitre VII : La précontrainte

➤ En charge (sous M_{max}) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M_{max}|V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M_{max}|V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:

P : la valeur de la précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

e: excentricité.

V, V' : distance du centre de gravité à la fibre supérieure et à la fibre inférieure respectivement.

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.

M_{cons} : moment agissant sur la section.

M_{max} : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D₂₄₀,

M_{min} : moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Voussoirs	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e (m)	P réelle (MN)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
½ VSpp	52,123	374,6522	3,87	5,13	3,67	147,365	-787,236	0,282	6,201	Vérifiée
Fin V1	17,601	163,855	3,621	4,649	3,421	147,365	-658,325	4,965	12,747	Vérifiée
fin V2	16,601	131,203	3,284	4,318	3,084	129,681	-563,122	3,727	13,182	Vérifiée
Fin V3	15,681	104,923	2,974	4,013	2,774	111,997	-479,413	2,359	13,596	Vérifiée
Fin V4	14,841	83,938	2,690	3,735	2,49	100,208	-406,236	1,729	13,726	Vérifiée
Fin V5	14,081	67,318	2,434	3,483	2,234	88,419	-343,183	1,013	13,815	Vérifiée
Fin V6	13,401	54,273	2,204	3,258	2,004	76,630	-281,116	0,538	13,375	Vérifiée

Chapitre VII : La précontrainte

Fin V7	12,801	44,133	2,001	3,059	1,801	64,841	-226,773	0,078	12,689	Vérifiée
Fin V8	12,281	36,342	1,826	2,887	1,626	53,051	-170,753	0,074	11,032	Vérifiée
fin V9	11,841	30,446	1,678	2,741	1,478	41,262	-119,475	0,261	8,750	Vérifiée
Fin V10	11,481	26,080	1,556	2,622	1,356	29,473	-76,132	0,409	6,203	Vérifiée
fin V11	11,201	22,962	1,461	2,529	1,261	23,578	-44,231	1,824	3,702	Vérifiée
fin V12	11,001	20,878	1,394	2,463	1,194	17,684	-21,411	1,588	1,642	Vérifiée
Fin V13	10,881	19,984	1,354	2,423	1,154	11,789	-4,896	1,673	0,038	Vérifiée
Fin V14	10,841	19,296	1,34	2,41	1,14	5,895	-2,381	1,083	0,002	Vérifiée

Tab. VII.11: Vérification des contraintes en construction.

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e (m)	P _{réelle} (MN)	M _{min} (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
1/2VSP	0	52,123	374,6522	3,870	5,130	3,670	147,365	-671,587	1,476	4,618	Vérifiée
V1	9	17,601	163,855	3,621	4,649	3,421	147,365	-659,986	5,370	12,227	Vérifiée
V2	14	16,601	131,203	3,284	4,318	3,084	129,681	-527,591	4,616	12,013	Vérifiée
V3	19	15,681	104,923	2,974	4,013	2,774	111,997	-434,342	3,637	11,872	Vérifiée
V4	24	14,841	83,938	2,690	3,735	2,49	100,208	-344,667	3,639	10,986	Vérifiée
V5	29	14,081	67,318	2,434	3,483	2,234	88,419	-257,211	4,121	9,367	Vérifiée
V6	34	13,401	54,273	2,204	3,258	2,004	76,630	-189,778	4,248	7,892	Vérifiée
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	1,801	64,841	-122,512	4,805	5,463	Vérifiée
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	1,626	53,051	-57,128	5,783	2,005	Vérifiée

Tab. VII.12 : Vérification des contraintes en service « à vide » sous M_{min} : (G + CCP).

Chapitre VII : La précontrainte

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e (m)	P _{réelle} (MN)	M _{max} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
1/2VSP	0	52,123	374,6522	3,870	5,130	3,670	147,365	-720,826	0,968	5,292	Vérifiée
V1	9	17,601	163,855	3,621	4,649	3,421	147,365	-688,562	4,297	13,605	Vérifiée
V2	14	16,601	131,203	3,284	4,318	3,084	129,681	-596,630	2,888	14,285	Vérifiée
V3	19	15,681	104,923	2,974	4,013	2,774	111,997	-489,132	2,084	13,967	Vérifiée
V4	24	14,841	83,938	2,690	3,735	2,49	100,208	-384,724	2,419	12,768	Vérifiée
V5	29	14,081	67,318	2,434	3,483	2,234	88,419	-289,602	4,277	11,043	Vérifiée
V6	34	13,401	54,273	2,204	3,258	2,004	76,630	-203,117	2,845	8,693	Vérifiée
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	1,801	64,841	-118,437	4,990	5,180	Vérifiée
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	1,626	53,051	-59,261	5,676	2,175	Vérifiée

Tab. VII.13 : Vérification des contraintes en service « en charge » sous M_{max} : (G + D₂₄₀).

VII. 4. Etude de la précontrainte de continuité :

Une fois la phase de construction du fléau est achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Les câbles de continuité dans chaque travée, (de rive ou centrale) seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison suivante :

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

Ces câbles de continuités appelées aussi « câbles d'éclisses », règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive comme indiqué sur les figures ci-dessous :

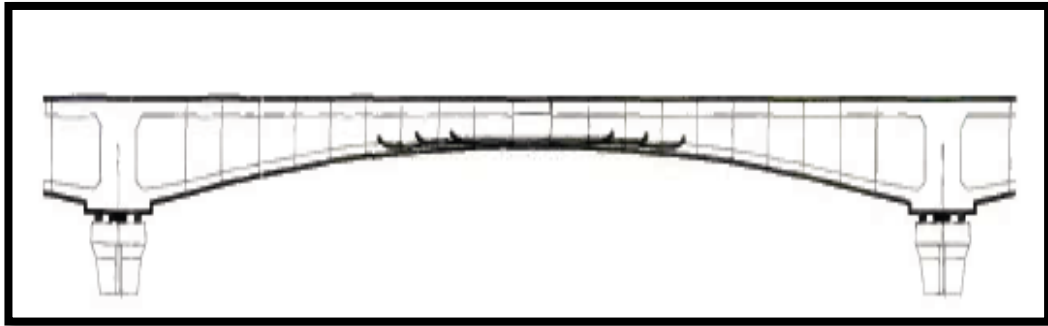


Fig. VII.9 : Câbles de continuité en travée intermédiaire.

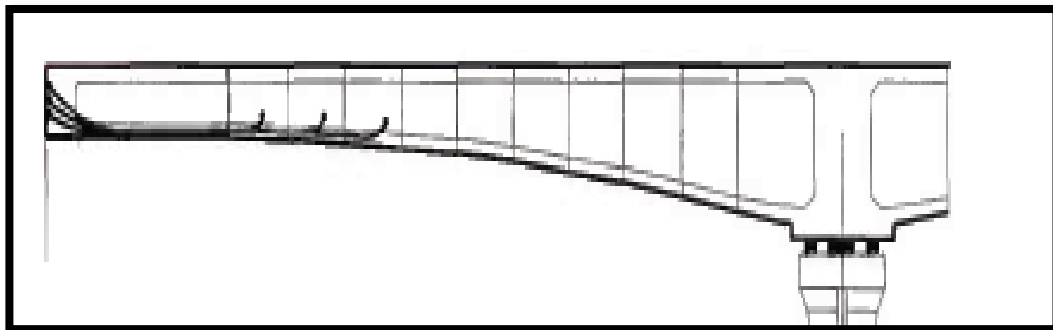


Fig. VIII.10 : Câbles de continuité en travée de rive.

VII. 4.1. Détermination de la précontrainte :

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment positif maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante :

$$N = \frac{P}{P_0} \quad (\text{Même principe que la précontrainte du fléau}).$$

Avec :

$$P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S = 2,9473 \text{ MN} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p0} = \text{Min}(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg}) = 1488 \text{ MPa} \\ S = 2641 \text{ mm}^2 = 0,002641 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$P = \frac{M_{max} \frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0 v'}{I}}$$

Chapitre VII : La précontrainte

P : la valeur de la précontrainte.

$e_0 = V' - d$: son excentricité, (avec $d = 0,20$ m l'enrobage).

V' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus tendue (inferieure).

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.

S: la Section transversale du voussoir.

M_{max} : le moment maximum agissant sur la section.

➤ Câblage de la travée centrale :

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés	P _{réelle} (MN)
1/2 VSP	0	52,123	374,6522	3,87	5,13	4,930	0	-801,422	0	0	0	0
V1	9	17,601	163,855	3,621	4,649	4,449	0	-658,731	0	0	0	0
V2	14	16,601	131,203	3,284	4,318	4,118	0	-514,365	0	0	0	0
V3	19	15,681	104,923	2,974	4,013	3,813	0	-379,111	0	0	0	0
V4	24	14,841	83,938	2,690	3,735	3,535	0	-260,426	0	0	0	0
V5	29	14,081	67,318	2,434	3,483	3,283	0	-152,068	0	0	0	0
V6	34	13,401	54,273	2,204	3,258	3,058	0	-79,665	0	0	0	0
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	3,226	12,861	1,094	6	6	17,684
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	24,056	89,297	8,162	10	4	29,473
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	37,560	130,675	12,744	14	4	41,262
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	49,709	163,461	16,866	18	4	53,051

Chapitre VII : La précontrainte

V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	63,497	199,354	21,544	22	4	64,841
V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	73,066	221,649	24,791	26	4	76,630
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	79,270	236,304	26,896	28	2	82,524
V14	74	10,841	19,296	1,34	2,410	2,210	82,828	243,263	27,992	28	0	82,524
Vclavage	76	10,841	19,296	1,34	2,410	2,210	82,114	242,119	27,861	28	0	82,524
V14	81	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	80,438	239,786	26,292	28	2	82,524
V13	86	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	74,667	226,505	25,334	26	4	76,630
V12	91	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	61,233	192,247	20,776	22	4	64,841
V11	96	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	51,613	169,722	17,512	18	4	53,051
V10	101	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	34,981	121,703	11,869	14	4	41,262
V9	106	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	23,619	87,676	8,014	10	4	29,473
V8	111	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	7,222	28,794	2,451	6	6	17,684
V7	116	13,401	54,273	2,204	3,258	3,058	0	-64,877	0	0	0	0
V6	121	14,081	67,318	2,434	3,483	3,283	0	-166,644	0	0	0	0
V5	126	14,841	83,938	2,690	3,735	3,535	0	-274,136	0	0	0	0
V4	131	15,681	104,923	2,974	4,013	3,813	0	-398,755	0	0	0	0
V3	136	16,601	131,203	3,284	4,318	4,118	0	-521,816	0	0	0	0
V2	141	17,601	163,855	3,621	4,649	4,449	0	-649,671	0	0	0	0
V1	146	18,715	204,175	3,96	5,040	4,840	0	-781,349	0	0	0	0
1/2VSP	150	52,123	374,652	3,87	5,13	4,930	0	-883,510	0	0	0	0
											28	

Tab.VII.14 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée centrale).

Chapitre VII : La précontrainte

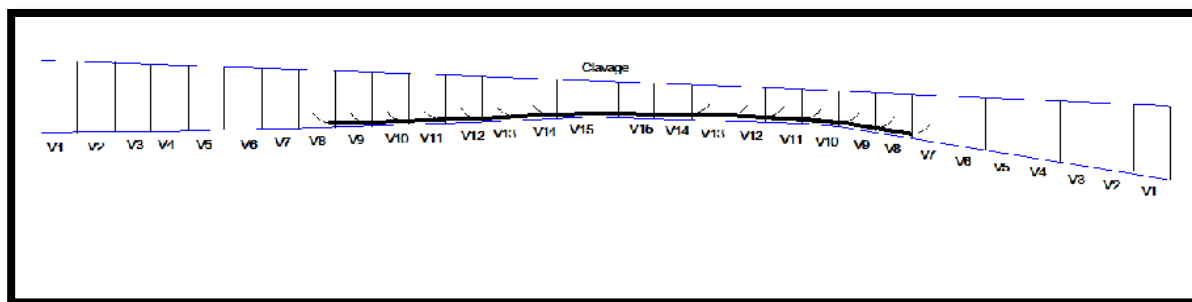


Fig. VII .11 : Tracé des câbles de continuité en travée centrale

➤ **Câblage de la travée de rive :**

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre de câbles / voussoirs	Nbre de câbles arrêtés	P _{réelle} (MN)
1/2 VSP	0	52,123	374,6522	3,87	5,13	4,930	0	-750,231	0	0	0	0
V1	9	17,601	163,855	3,621	4,649	4,449	0	-632,409	0	0	0	0
V2	14	16,601	131,203	3,284	4,318	4,118	0	-521,731	0	0	0	0
V3	19	15,681	104,923	2,974	4,013	3,813	0	-419,326	0	0	0	0
V4	24	14,841	83,938	2,690	3,735	3,535	0	-323,852	0	0	0	0
V5	29	14,081	67,318	2,434	3,483	3,283	0	-235,664	0	0	0	0
V6	34	13,401	54,273	2,204	3,258	3,058	0	-152,219	0	0	0	0
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	0	-68,567	0	0	0	0
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	2,225	8,260	0,755	2	2	5,895
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	16,713	58,147	5,671	6	4	17,684
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	28,064	92,285	9,522	10	4	29,473
V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	37,970	119,211	12,883	14	4	41,262

Chapitre VII : La précontrainte

V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	52,787	160,132	17,910	18	4	53,051
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	64,189	191,347	21,779	22	4	64,841
V14	74	10,841	19,296	1,34	2,410	2,210	70,141	206,815	23,798	24	2	70,735
Vclavage	76	10,841	19,296	1,34	2,410	2,210	67,469	198,937	22,892	24	0	70,735
VSC	85	10,841	19,296	1,34	2,410	2,210	63,644	187,658	21,594	24	0	70,735

Tab.VII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

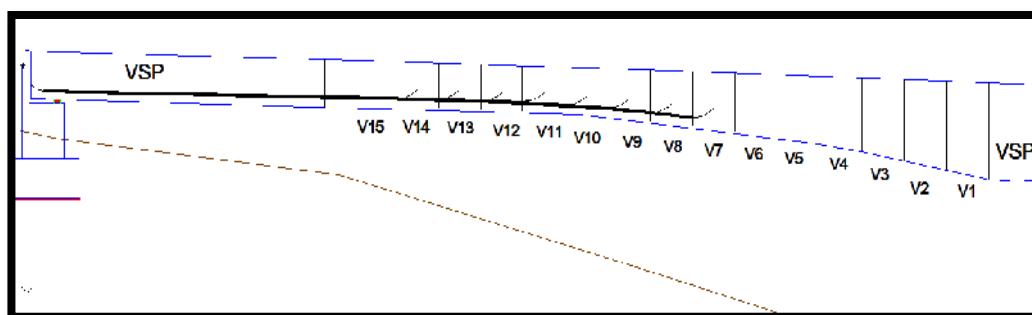


Fig. VII.12 : Tracé des câbles de continuité en travée de rive.

VII. 4.2. Les pertes de précontrainte :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte de fléau. Les deux tableaux ci-dessous, donnent les résultats des pertes instantanées, différées et totales :

➤ Travée centrale :

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V7 de gauche	39	217,451	109,102	326,553
V8 de gauche	44	198,655	115,568	314,223
V9 de gauche	49	180,438	121,437	301,875

Chapitre VII : La précontrainte

V10 de gauche	54	161,885	126,325	288,210
V11 de gauche	59	143,582	130,664	274,246
V12 de gauche	64	123,772	135,391	259,163
V13 de gauche	69	107,999	139,766	247,765
V14 de gauche	74	0,000	38,639	38,639
V clavage	76	0,000	38,770	38,770
V14 de droite	81	111,188	132,564	243,752
V13 de droite	86	126,682	128,764	255,446
V12 de droite	91	146,118	122,855	268,973
V11 de droite	96	165,214	117,319	282,533
V10 de droite	101	183,640	110,488	294,128
V9 de droite	106	202,635	104,669	307,304
V8 de droite	111	221,104	98,547	319,651
			SOMME	4061,231

Tab. VII.16 : Pertes de précontrainte dans la travée centrale.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{4061,231 \times 2}{1488 \times 28} = 19,495 \% < 25 \% \quad \Rightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment à savoir 28 câbles de 19T15.

Chapitre VII : La précontrainte

➤ Travée de rive :

Voussoir	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V8	46	344,772	93,879	438,651
V9	41	322,606	97,766	420,372
V10	36	304,429	102,351	406,780
V11	31	283,544	108,155	391,699
V12	26	261,995	114,518	376,513
V13	21	243,617	119,108	362,725
V14	16	208,325	124,039	332,364
V clavage	11	185,474	131,144	316,618
VSC	9	0,000	39,040	39,040
			SOMME	3084,762

Tab. VII.17: Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{3084,762 \times 2}{1488 \times 24} = 17,276 \% < 25 \% \quad \Rightarrow \quad \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment à savoir 24 câbles de 19T15

VII. 4.3. Vérification des contraintes en phase de service :

La vérification des contraintes dans le béton se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable.

On distinguera deux cas de vérifications :

- **1^{er} Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure) c'est-à-dire la **vérification à vide**.
- **2^{ème} Cas** : où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

La vérification des contraintes se traduit par la vérification des quatre inéquations suivantes :

➤ **A vide (Sous M_{min}) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{min}V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{min}V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } e_0 \leq 0$$

➤ **En charge (sous M_{max}) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{max}V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{max}V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } e_0 \leq 0$$

On désigne par :

P : la valeur de la précontrainte,

e_0 : son excentricité

v, v' : la distance du centre de gravité à la fibre supérieure et à la fibre inférieure respectivement.

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,

M_{max} : le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D₂₄₀,

M_{min} : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

Chapitre VII : La précontrainte

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Travée centrale :**

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{min} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	17,684	21,961	0,085	3	Vérifiée
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	29,473	52,243	1,046	4,540	Vérifiée
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	41,262	80,121	2,122	5,711	Vérifiée
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	53,051	96,876	2,735	7,799	Vérifiée
V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	64,841	111,354	3,265	10,157	Vérifiée
V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	76,630	123,785	3,652	12,820	Vérifiée
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	82,524	132,959	4,163	13,798	Vérifiée
V14	74	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	82,524	139,110	4,607	13,016	Vérifiée
<u>Vclavage</u>	76	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	82,524	138,223	4,546	13,127	Vérifiée
V14	81	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	82,524	130,896	4,023	14,048	Vérifiée
V13	86	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	76,630	122,407	3,560	12,983	Vérifiée
V12	91	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	64,841	99,051	2,482	11,512	Vérifiée
V11	96	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	53,051	75,153	1,438	9,983	Vérifiée
V10	101	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	41,262	59,981	1,012	7,524	Vérifiée
V9	106	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	29,473	40,877	0,475	5,443	Vérifiée
V8	111	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	17,684	22,966	0,130	3,294	Vérifiée

Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : (G + CCP).

Chapitre VII : La précontrainte

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{max} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V7	39	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	17,684	22,687	0,118	3,313	Vérifiée
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	29,473	69,971	1,936	3,132	Vérifiée
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	41,262	116,724	4,139	2,415	Vérifiée
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	53,051	152,165	6,033	2,240	Vérifiée
V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	64,841	184,311	7,907	2,122	Vérifiée
V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	76,630	205,627	9,116	3,165	Vérifiée
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	82,524	221,762	10,180	3,031	Vérifiée
V14	74	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	82,524	227,130	10,720	2,023	Vérifiée
Vclavage	76	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	82,524	224,861	10,562	2,306	Vérifiée
V14	81	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	82,524	218,799	9,979	3,390	Vérifiée
V13	86	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	76,630	207,173	9,220	2,983	Vérifiée
V12	91	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	64,841	181,654	7,738	2,414	Vérifiée
V11	96	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	53,051	151,374	5,986	2,320	Vérifiée
V10	101	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	41,262	118,993	4,264	2,211	Vérifiée
V9	106	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	29,473	84,142	2,648	2,007	Vérifiée
V8	111	12,801	44,133	2,001	3,059	2,859	17,684	48,877	1,305	1,498	Vérifiée

Tab. VII.19 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + D₂₄₀).

➤ Travée de rive :

Chapitre VII : La précontrainte

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{min} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	5,895	8,788	0,125	1,040	Vérifiée
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	17,684	38,920	1,162	2,035	Vérifiée
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	29,473	65,985	2,245	3,110	Vérifiée
V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	41,262	90,695	3,340	4,279	Vérifiée
V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	53,051	108,427	4,046	6,194	Vérifiée
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	64,841	121,750	4,442	8,674	Vérifiée
V14	74	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	127,242	4,505	10,157	Vérifiée
Vclavage	76	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	124,168	4,292	10,541	Vérifiée
VSC	85	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	120,612	4,045	10,985	Vérifiée

Tab. VII.20 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} : (G + CCP)

Voussoirs	X (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e ₀ (m)	P _{réelle} (MN)	M _{max} (MN.m)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V8	44	12,281	36,342	1,826	2,887	2,687	5,895	8,995	0,136	1,024	Vérifiée
V9	49	11,841	30,446	1,678	2,741	2,541	17,684	37,966	1,109	2,121	Vérifiée
V10	54	11,481	26,080	1,556	2,622	2,422	29,473	65,875	2,238	3,121	Vérifiée
V11	59	11,201	22,962	1,461	2,529	2,329	41,262	92,986	3,486	4,027	Vérifiée
V12	64	11,001	20,878	1,394	2,463	2,263	53,051	117,675	4,663	5,103	Vérifiée
V13	69	10,881	19,984	1,354	2,423	2,223	64,841	133,155	5,215	7,291	Vérifiée
V14	74	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	141,702	5,509	8,351	Vérifiée
Vclavage	76	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	139,356	5,346	8,644	Vérifiée
VSC	85	10,841	19,296	1,340	2,410	2,210	70,735	136,794	5,168	8,964	Vérifiée

Tab. VII.21 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : (G + D₂₄₀).

Chapitre VIII

Etude transversale

Introduction :

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, qui sont : la section sur pile et à la clé (ou les moments de flexions y sont max). Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VIII.1. Modélisation :

La modélisation et la détermination des sollicitations qui agiront sur la section en caisson seront effectuées par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul de structure Autodesk Robot Structural Analysis 2013.

- Pour les différents calculs on prendra une largeur du caisson égale à 1m.
- Soit une section près de la pile et une section à la clé

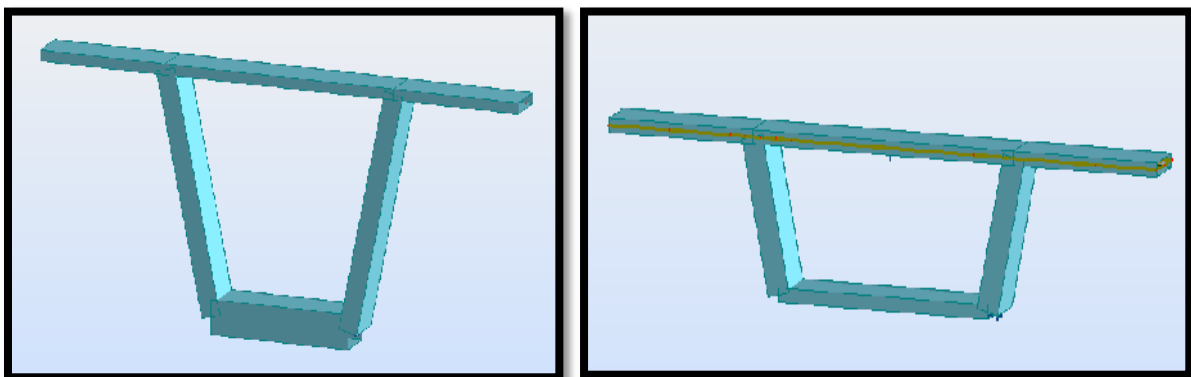


Fig. VIII .1: Modèle de calcul en 3D (sur pile et culé).

VIII. 2. Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

1- Poids propre :

La valeur du poids propre et les effets qu'il engendre sont automatiquement pris en compte par le logiciel.

2- Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

a)- Poids du revêtement :

$$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = 1 \times 0,01 \times 20 + 1 \times 0,08 \times 24 = \mathbf{2,12 \text{ kN/ml}}$$

(Reparti sur une largeur de 11m, la largeur roulable).

b) - Poids du dispositif de sécurité :

-Poids des glissières de sécurité : $P_{gli} = 0,6 \text{ kN}$ (disposés aux deux extrémités du tablier)

Pour deux glissières $\Rightarrow P_{gl} = \mathbf{1, \text{ KN}}$

- Poids de garde-corps : $P_{gc} = \mathbf{1 \text{ kN}}$ (placé à l'extrémité gauche du tablier).

c)- Poids du trottoir + poids de la corniche :

Pour le trottoir de gauche : $P_{(trot+corniche)} = 25 \times 0,4945 = \mathbf{12,362 \text{ kN}}$.

Pour le trottoir de droite : $P_{(trot+corniche)} = 25 \times 0,2385 = \mathbf{5,962 \text{ kN}}$.

3- Surcharges d'exploitation :

On considérera les charges suivantes : $\mathbf{A(L)}$, $\mathbf{B_c}$, $\mathbf{B_t}$, $\mathbf{M_{C120}}$ et $\mathbf{D_{240}}$. Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables.

(On travaillera par mètre linéaire).

a)- Chargement $\mathbf{A(L)}$:

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 1866,36 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{18,66 \text{ kN/m}^2} \quad \text{avec } L = 10 \text{ m (longueur chargeable).}$$

(Pour 1m $\mathbf{A(L) = 18,66 \text{ KN/ml}}$).

b)- Sous système B_c :

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit $B_c = 60 \text{ kN}$ (charge ponctuelle).

c)- Sous système B_t :

De même que pour le système B_c , deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit $B_t = 160 \text{ kN}$ (charge ponctuelle).

d)- Système M_{c120} :

On considère le poids d'une des deux chenilles appliqué sur le voussoir,

$$\text{Soit } M_{C120} = \left(\frac{550}{6,1 \times 1} \right) = 90,16 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{pour } 1 \text{ m} \quad M_{C120} = 90,16 \text{ kN/ml})$$

Système de charge	B_c (kN)	B_t (kN)	M_{c120} (kN/ml)
δ	1,153	1,183	1,163
Valeur finale	69,18	198,28	104,85

Tab. VIII. 1 : Coefficient de majoration de chaque système.

e)- Convoi exceptionnel D_{240} :

Convoi de 2400 kN avec 3,20 m de large et 18,60 m de long, donc $D_{240} = 40,32 \text{ kN/m}^2$.

$$(\text{Pour } 1 \text{ m} \quad D_{240} = 40,32 \text{ kN/ml}).$$

4- Charges sur les trottoirs :

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge $S_t = 4,50 \text{ kN/m}^2$ appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).

$$(\text{Pour } 1 \text{ m} \quad S_t = 4,50 \text{ kN/ml}).$$

VIII. 3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont indiquées dans le **BPEL**, et sont résumées dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$
	2	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	3	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	4	$1,35G + 1,6 M_{c120}$
	5	$1,35G + 1,5D_{240}$
ELS	6	$G + 1,2 (A(L) + S_t)$
	7	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	8	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	9	$G + 1,2M_{c120}$
	10	$G + D_{240}$

Tab. VIII. 2 : Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

VIII. 4. Les résultats après calculs :

Les combinaisons d'actions qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivantes :

A l'ELU : $1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$

A l'ELS : $G + 1,2 (B_t + S_t)$

VIII. 4.1. Section près de la pile :

Les résultats obtenus sous la combinaison la plus défavorable sont présentés sous forme de diagrammes.

➤ A'ELU :

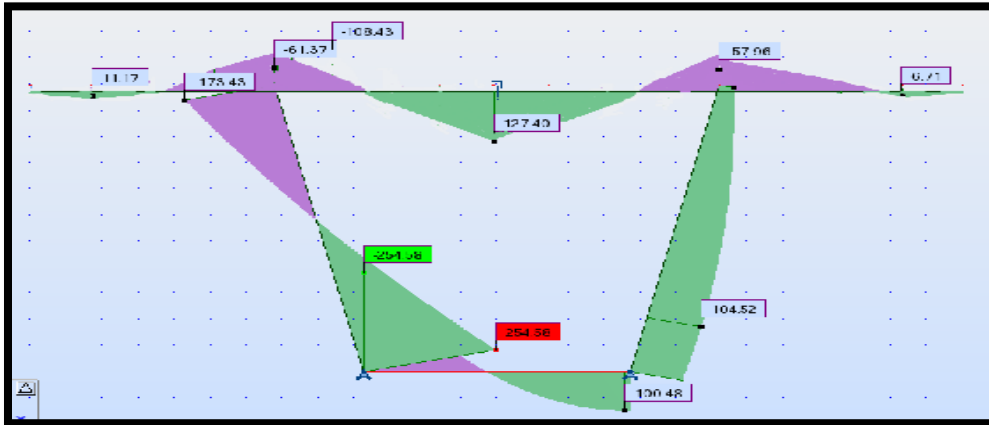


Fig. VIII.2. Diagramme des moments fléchissants [KN.m].

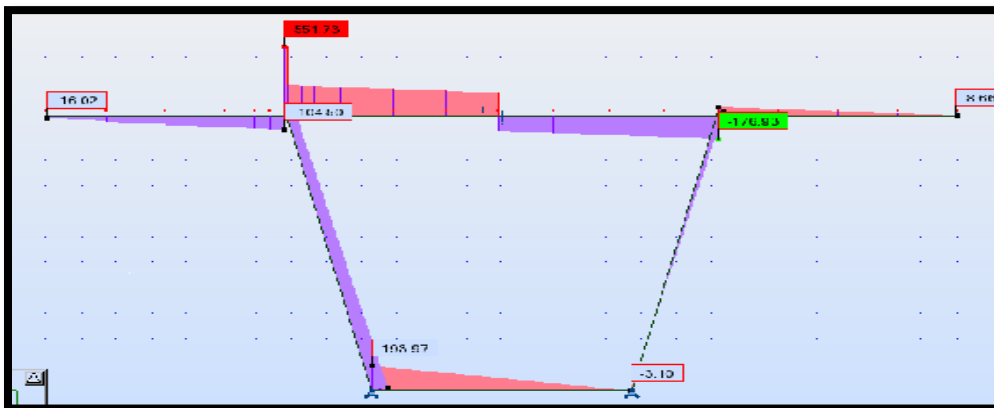


Fig. VIII.3. Diagramme des efforts tranchants [KN].

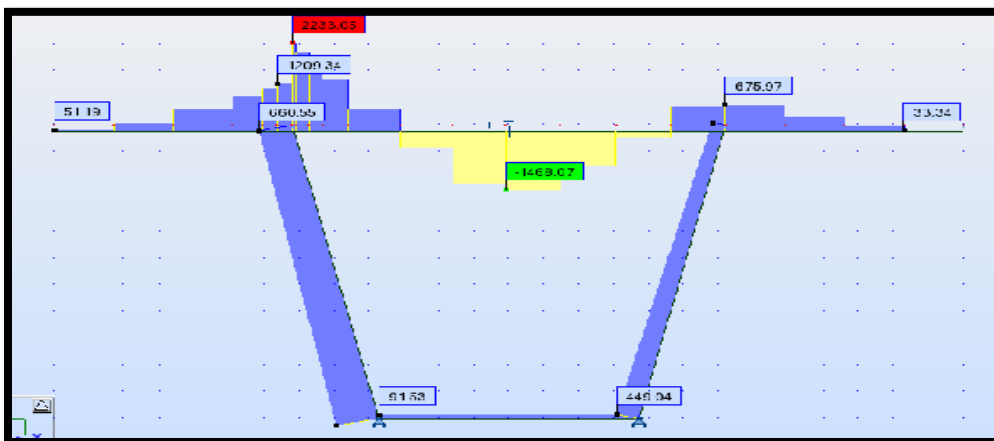


Fig. VIII. 4. Diagramme des efforts normaux [KN].

➤ A'ELS :

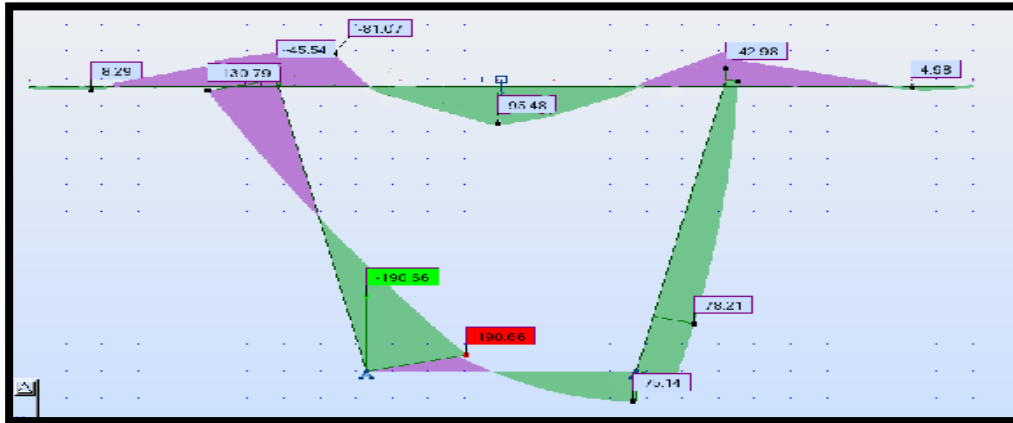


Fig. VIII .5. Diagramme des moments fléchissants [KN.m].

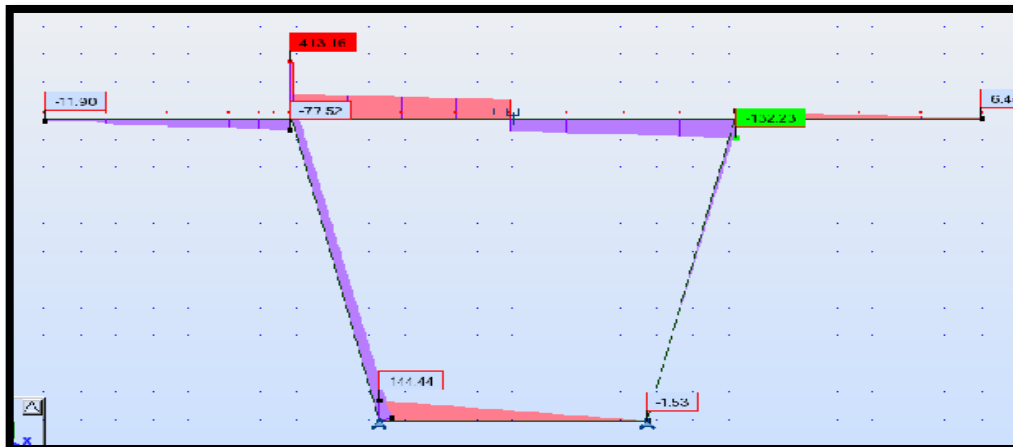


Fig. VIII .6. Diagramme des efforts tranchants [KN].

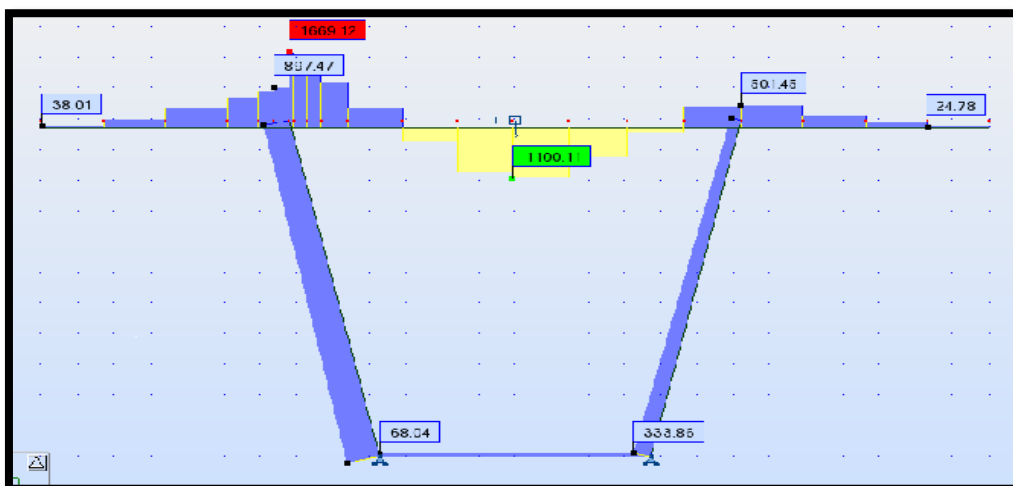


Fig. VIII .7. Diagramme des efforts normaux [KN].

VIII. 4.2. Section à la clé :

➤ **A'ELU :**

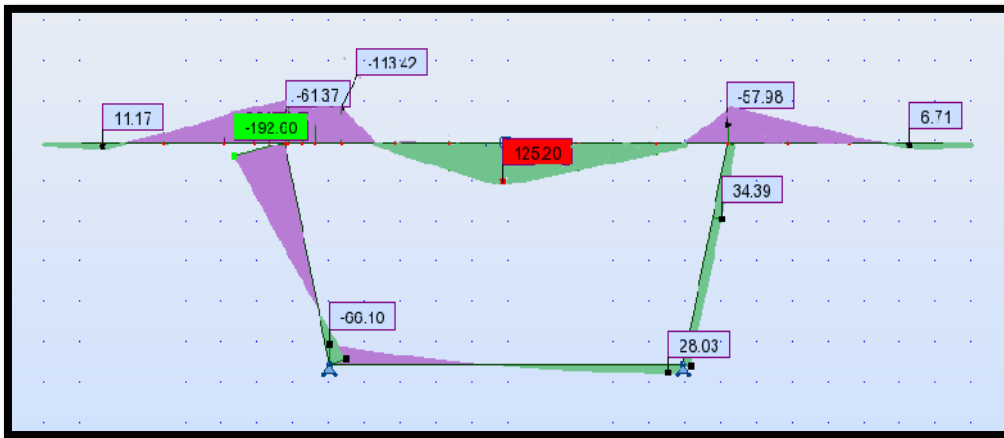


Fig. VIII .8. Diagramme des moments fléchissants [KN.m].

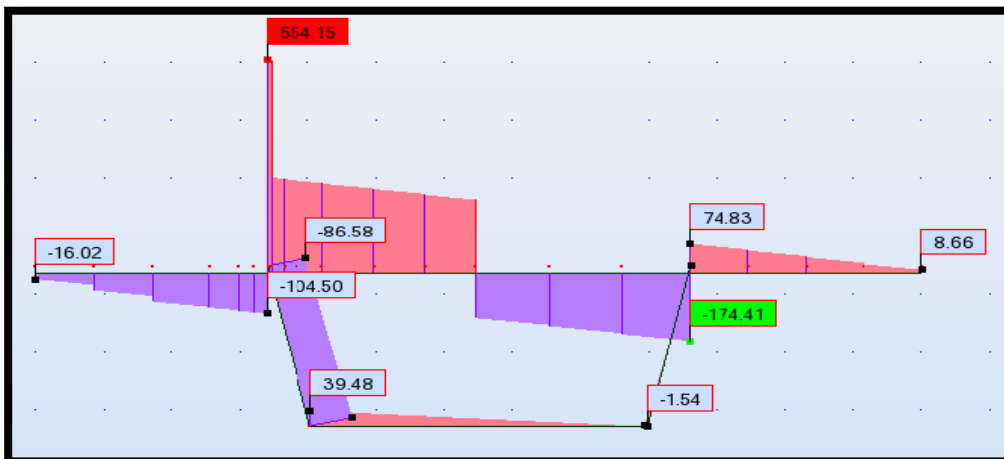


Fig. VIII.9. Diagramme des efforts tranchants [KN].

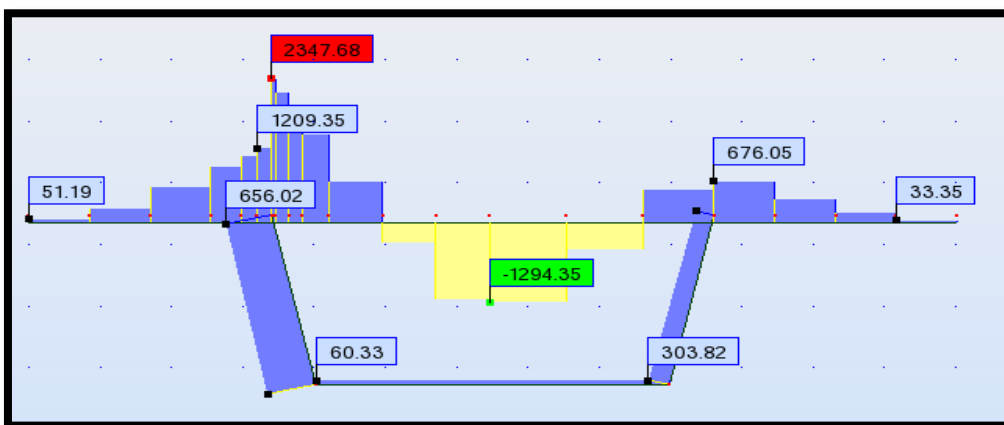


Fig. VIII .10. Diagramme des efforts normaux [KN].

➤ A'ELS :

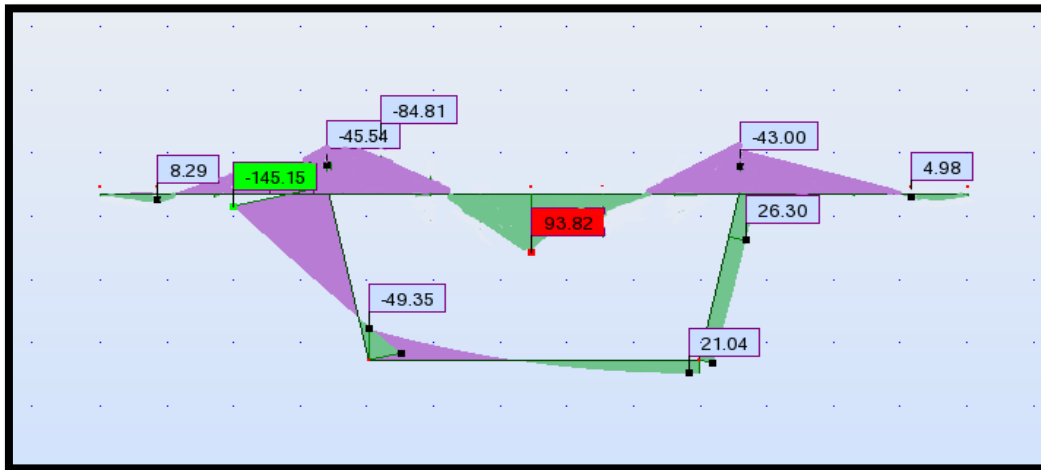


Fig. VIII .11. Diagramme des moments fléchissants [KN.m].

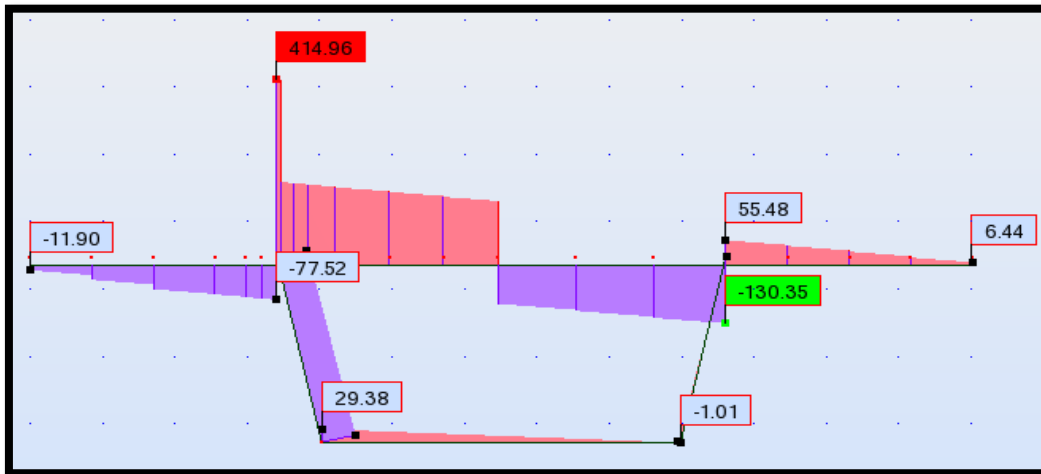


Fig. VIII .12. Diagramme des efforts tranchants [KN].

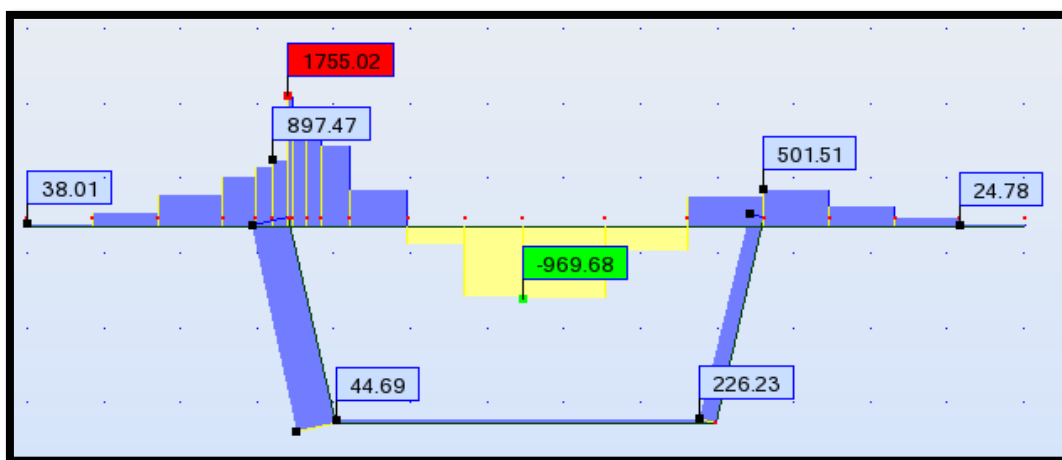


Fig. VIII .13. Diagramme des efforts normaux [KN].

VIII. 5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage transversal et longitudinal s'effectue à l'aide d'un logiciel spécialisé BAELR (développé par SOCOTEC), qui permet le calcul des sections d'armatures pour des éléments en béton armé soumis à la flexion simple ou composée, selon le BAEL91 mod. 99.

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple.
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.5.1. Voussoir Prés de la pile :

La détermination des armatures est faite à l'ELU et vérifiée à l'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

Pour les caractéristiques des matériaux utilisés, on se réfère au **chapitre III**.

- Données du problème :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} - \text{ Fissuration préjudiciable.} \\ - \text{ L'enrobage des armatures : } c = c' = 5 \text{ cm.} \\ - \gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)} \end{array}$$

VIII.5.1. 1. Ferrailage du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,25 \text{ m} \\ b = 1,00 \end{array} \right.$$

Chapitre VIII : Etude transversale

		Moments (kN.m)	Transversale		Longitudinale	
			As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)
Mu max	à l'appui	-108,43	13,5	0,00	4,5	0,00
	en travée	127,40	0,00	16,11	0,00	5,37
Ms max	à l'appui	-81,07	Section vérifiée			
	en travée	95,48				
Section d'aciers			13,41	16,07	4,47	5,36
Ferraillage adopté			4HA25	4HA25	4HA14	4HA14

Tab. VIII. 3. Ferraillage du hourdis supérieur.

La condition de non fragilité est vérifiée ($A_s > A_{smin}$) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

$A_s = 19,63 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA25**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

$A_i = 19,63 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA25**, avec espacement entre les barres égal à **25 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 4,47 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

$A_i = 5,36 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

VIII.5.1. 2. Ferraillage du hourdis inférieur :

Le hourdis inférieur travaille en « flexion simple ».

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,90 \text{ m} \\ b = 1,00 \end{array} \right.$$

		Ferrailage				
		Transversale		Longitudinale		
		Moments (kN.m)	As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)
<i>Mu max</i>	à l'appui	-254,58	7,90	0,00	2,63	0,00
	en travée	15,50	0,00	0,48	0,00	0,16
<i>Ms max</i>	à l'appui	-190,66	Section vérifiée			
	en travée	11,09				
<i>Section d'aciers</i>			7,90	0,48	2,63	0,16
<i>Ferrailage adoptée</i>			4HA16	2HA16	2HA14	2HA14

Tab. VIII. 4. Ferrailage du hourdis inférieur.

La condition de non fragilité est vérifiée ($A_s > A_{smin}$) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis inférieur est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

$A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA16**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

$A_i = 4,02 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA16**, avec espacement entre les barres égal à **50 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

$A_i = 3,08 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

Chapitre VIII : Etude transversale

VIII. 5.1. 3. Ferrailage des consoles :

Les consoles sont encastrées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en « flexion simple ».

$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,25 \text{ m} \\ b = 1,00 \text{ m} \end{array} \right.$	Ferrailage					
				Transversale		Longitudinale
		Moments (kN.m)	As (cm²)	Ai (cm²)	As (cm²)	Ai (cm²)
Mu max	à l'appui	-129,52	16,41	0,00	5,47	0,00
	en travée	11,17	0,00	1,07	0,00	0,36
Ms max	à l'appui	-96,89	Section vérifiée			
	en travée	8,29				
Section d'aciers réelle			16,41	1,07	5,47	0,36
Ferrailage adoptée			4HA25	2HA14	4HA14	2HA12

Tab. VIII. 5. Ferrailage des consoles.

La condition de non fragilité est vérifiée ($A_s > A_{smin}$) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage des consoles est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

$A_s = 19,63 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA25**, avec un espacement entre les barres égal à **25cm**.

$A_i = 3,08 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA14**, avec espacement entre les barres égal à **50 cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 6,16 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

$A_i = 2,26 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA12**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

VIII. 5.1. 4. Ferrailage des âmes :

Les âmes du voussoir travaillent en « flexion composée », elles sont sollicitées par un effort normal et un moment de flexion.

$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,60 \text{ m} \\ b = 1,00 \text{ m} \end{array} \right.$	Ferrailage				
		Transversale	Longitudinale		
	Valeurs	Aext (cm²)	Aint (cm²)	Aext (cm²)	Aint (cm²)
Mu max (kN.m)	254,58	3,57	0,00	1,19	0,00
Nu max (kN)	842,07				
Ms max (kN.m)	190,66	Section non vérifiée			
Ns max (kN)	628,28				
Section d'aciers		8,00	5	2,67	1,67
Ferrailage adoptée		6HA14	6HA14	2HA14	2HA14

Tab. VIII. 6. Ferrailage des âmes.

La condition de non fragilité est vérifiée ($A_s > A_{smin}$) ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage des âmes est alors :

- **Pour les armatures principales (sens transversal) :**

$A_i = 9,24 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA14**, avec espacement entre les barres égal à **15 cm**.

$A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **15cm**.

- **Pour les armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_i = 3,08 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**

$A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **2HA14**, avec un espacement entre les barres égal à **50 cm**.

VIII.5.2. Voussoir à la clé :

On procédera de la même manière que pour le voussoir près de la pile, pour déterminer le ferrailage du voussoir à la clé.

Elément	Ferrailage			
	Transversal		Longitudinal	
	As	Ai	As	Ai
Hourdis supérieur	4HA25/25 cm	4HA25/25 cm	4HA14/25 cm	4HA14/25 cm
Hourdis inférieur	4HA16/25 cm	2HA16/50 cm	2HA14/50 cm	2HA14/50 cm
Consoles	4HA25/25 cm	2HA14/50 cm	4HA14/25 cm	2HA12/50 cm
âmes	6HA14/15 cm	6HA14/15 cm	2HA14/50 cm	2HA14/50 cm

Tab. VIII .7. Ferrailage du voussoir à la clé.

Chapitre VIII : Etude transversale

On tient à signaler que l'effort de précontrainte n'a pas été pris en compte pour le calcul de ferrailage.

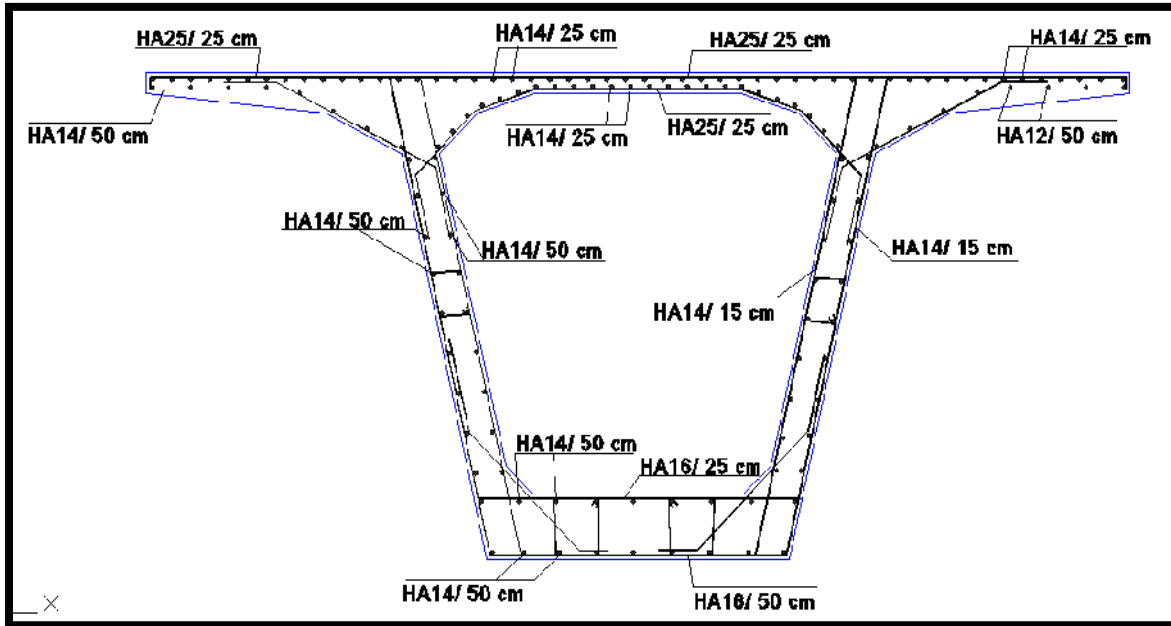


Fig. VIII.14 : Ferrailage du voussoir près de la pile.

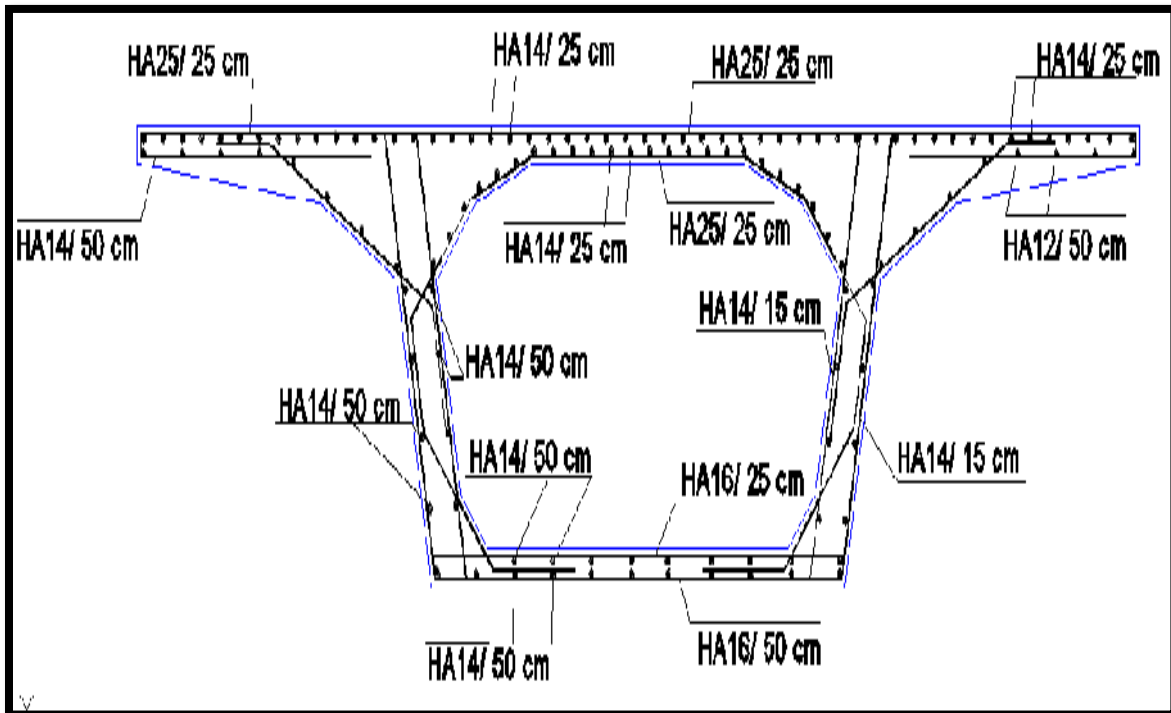


Fig. VIII.15 : Ferrailage du voussoir à la clé.

Chapitre IX

Résistance à l'effort tranchant

Introduction :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

IX. 1. Détermination de l'effort tranchant :

IX. 1.1. Effort tranchant du aux charges extérieures :

L'effort tranchant du 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 du 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 du aux charges extérieures

- L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92, [Réf.8]) est :

$$V_p = P \sin \alpha$$

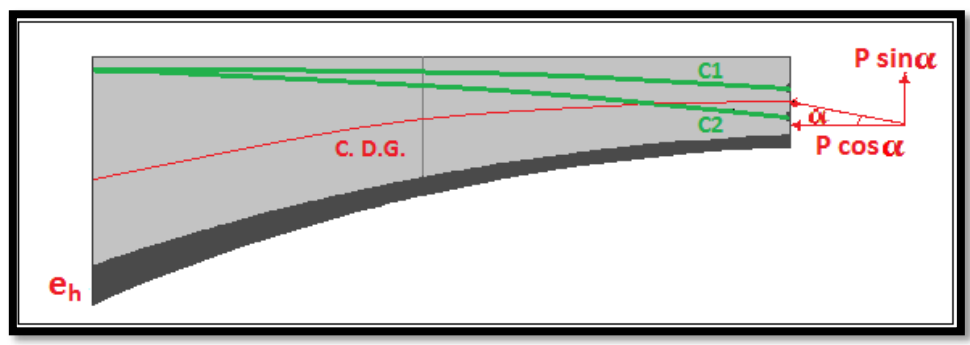


Fig. IX.1. Effort tranchant dans une poutre de hauteur variable en béton précontraint.

IX. 1.3. Effort tranchant du à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait 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]).

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

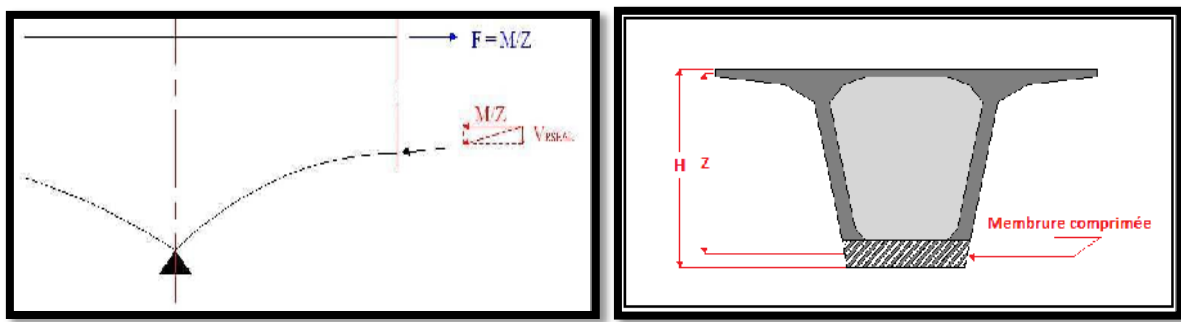


Fig. IX.2. Prise en compte de l'effet RESAL dans une poutre caisson de hauteur variable.

Avec :

$Z = H - 1/2e_s - 1/2e_i$ M_{ext} : Moment du aux charges extérieures.
 $\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

❖ 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 :

$$\tau = \frac{V_R}{2 \times Z' \times b_n} \quad \text{Tel que :} \quad Z' = \frac{I}{S(y)}$$

Avec :

Z' : bras de levier

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.

V_R : effort tranchant réduit (selon les combinaisons de l'ELS).

b_n : 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 $b_n = (0,6 - 0,1) = 0,5 \text{ m}$

- La vérification à faire est la suivante : $\tau \leq \bar{\tau}$ Tel que : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$

$$\bar{\tau}_1^{-2} = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^{-2} = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = \frac{P}{S}$

σ_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 : $\sigma_t = 0$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus pour la travée intermédiaire sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Chapitre IX : Etude de l'effort tranchant

Voussoir	Psin α (MN)	Nbre de câbles arrêtés	Z (m)	V _{ext} (MN)	M _{ext} (MN.m)	V _{resal} (MN)	V _r (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}1$ (MPa)	$\bar{\tau}2$ (MPa)	Obs
V1	5,747	6	7,741	39,967	-688,562	-12,987	21,233	8,372	2,056	2,990	2,293	vérifiée
V2	8,694	6	7,114	35,980	-596,630	-11,205	16,081	7,812	2,121	2,922	2,344	vérifiée
V3	5,302	4	6,537	30,102	-489,132	-9,203	15,597	7,142	2,233	2,838	2,403	vérifiée
V4	4,812	4	6,010	26,466	-384,724	-7,195	14,459	6,752	2,247	2,789	2,436	vérifiée
V5	4,340	4	5,533	23,106	-289,602	-5,318	13,448	6,279	2,301	2,727	2,476	vérifiée
V6	4,373	4	5,106	20,391	-203,117	-3,620	12,398	5,718	2,324	2,652	2,523	vérifiée
V7	3,987	4	4,729	17,675	-118,437	-2,014	11,674	5,065	2,377	2,562	2,576	vérifiée
V8	3,636	4	4,403	14,233	-59,261	-0,934	9,663	4,320	2,210	2,455	2,636	vérifiée
V9	3,337	4	4,128	11,684	118,993	0	8,347	3,485	2,141	2,329	2,701	vérifiée
V10	1,555	2	3,901	8,841	151,374	0	7,286	2,567	2,067	2,183	2,771	vérifiée
V11	1,441	2	3,725	6,722	181,654	0	5,281	2,105	1,884	2,105	2,805	vérifiée
V12	1,367	2	3,600	4,615	207,173	0	3,248	1,607	1,671	2,018	2,842	vérifiée
V13	1,327	2	3,525	2,986	218,799	0	1,659	1,083	1,319	1,922	2,880	vérifiée
V14	1,309	2	3,500	1,522	224,861	0	0,213	0,544	0,971	1,819	2,919	vérifiée

Tab. IX.1. Vérification des contraintes de cisaillement dans la travée intermédiaire.

Voussoir	P sin α (MN)	Nbre de câbles arrêtés	Z (m)	V _{ext} (MN)	M _{ext} (MN.m)	V _{resal} (MN)	V _r (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}1$ (MPa)	$\bar{\tau}2$ (MPa)	Obs
1/2 VSP	0	0	8,425	44,122	-701,366	/	44,122	7,874	2,168	2,930	2,338	vérifiée
V1	5,747	6	7,741	39,320	-662,138	-12,488	21,085	8,372	1,476	2,990	2,293	vérifiée
V2	8,694	6	7,114	34,965	-570,310	-10,710	15,561	7,812	1,583	2,922	2,344	vérifiée
V3	5,302	4	6,537	29,064	-468,544	-8,815	14,947	7,142	1,745	2,838	2,403	vérifiée
V4	4,812	4	6,010	25,113	-363,678	-6,801	13,500	6,752	1,761	2,789	2,436	vérifiée
V5	4,340	4	5,533	20,872	-255,855	-4,698	11,834	6,279	1,846	2,727	2,476	vérifiée
V6	4,373	4	5,106	18,121	-157,339	-2,804	10,944	5,718	1,879	2,652	2,523	vérifiée
V7	3,987	4	4,729	15,106	-66,586	-1,132	9,987	5,065	1,943	2,562	2,576	vérifiée
V8	3,636	4	4,403	12,513	8,995	0	8,877	4,320	1,731	2,455	2,636	vérifiée
V9	3,337	4	4,128	10,368	37,966	0	7,031	3,485	1,561	2,329	2,701	vérifiée
V10	1,555	2	3,901	7,832	65,875	0	6,277	2,567	1,511	2,183	2,771	vérifiée
V11	1,441	2	3,725	5,613	92,986	0	4,172	2,105	1,230	2,105	2,805	vérifiée
V12	1,367	2	3,600	3,857	117,675	0	2,490	1,607	1,140	2,018	2,842	vérifiée
V13	1,327	2	3,525	2,404	133,155	0	1,077	1,083	1,054	1,922	2,880	vérifiée
V14	1,309	2	3,500	1,451	141,702	0	0,142	0,544	0,685	1,819	2,919	vérifiée

Tab. IX.2. Vérification des contraintes de cisaillement pour la travée de rive.

Conclusion :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

A 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).
- Soit accentuer la courbure des câbles.

IX. 3. Etude du bossage (SETRA 2003, [Réf.6]) :

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « **poinçonnement** » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement, il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures, ces armatures sont appelées « **frettes** » et elles constituent le « **frettage** ».



Fig. IX. 3. Ferrailage du bossage dans un voussoir [Réf.15].

Ces armatures doivent couvrir le bossage par rapport au reste de la section ; on doit donc disposer :

- Des aciers en tête du bossage permettant de couvrir l'ancrage à la paroi proche du caisson (A_1) :

$$A_1 = 0,2 \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e} \quad \text{Tel que} \quad \frac{2}{3} f_e = \sigma_s^-$$

- Armatures de couture réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble (A_2) :

$$A_2 = 0,2 \frac{P_0}{\frac{2}{3} f_e}$$

- Des aciers de couture du reste du bossage (A_3) :

$$A_3 = \frac{P_0 \sin \alpha}{\frac{2}{3} f_e}$$

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre inférieure du hourdis.

➤ **Etude d'un bossage à un seul ancrage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_0 = 3,9298 \text{ MN pour un câble 19T15 sans perte.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \tan \alpha = \frac{0,125}{1,50} = 0,083 \rightarrow \alpha = 5,2^\circ \end{array} \right.$$

$$A_1 = 0,2 \frac{3,9298}{\frac{2}{3} 400} 10^4 = 29,47 \text{ cm}^2, \text{ soit } 6\text{HA25 reparté sur } 30 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 0,2 \frac{3,9298}{\frac{2}{3} 400} 10^4 = 29,47 \text{ cm}^2, \text{ soit } 9\text{HA20 reparté sur } 150 \text{ cm.}$$

$$A_3 = \frac{3,9298 \sin 5,2}{\frac{2}{3} 400} 10^4 = 13,35 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA20 reparté sur } 60 \text{ cm.}$$

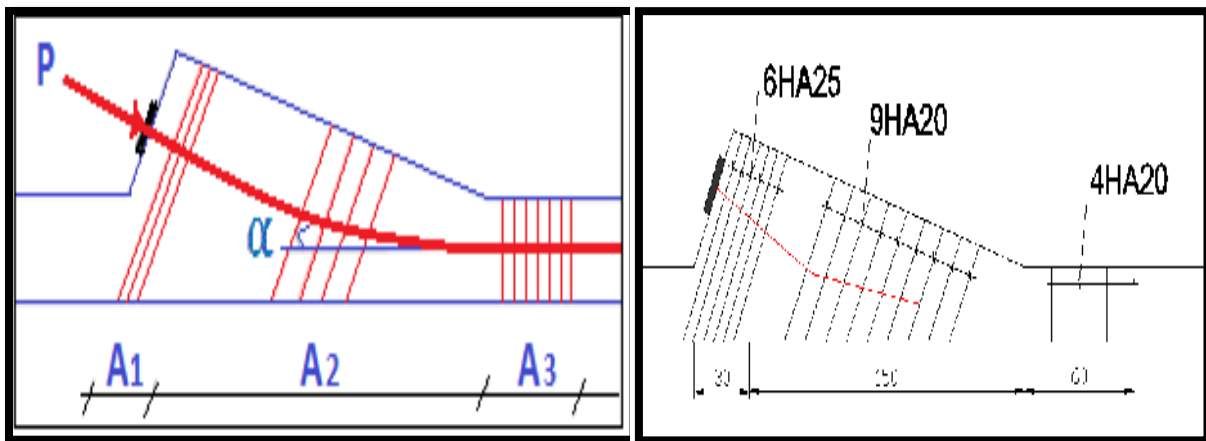


Fig. IX.4. Détail du ferrailage d'un bossage à un seul ancrage.

Chapitre X

EQUIPEMENTS DE PONT

Chapitre XI

Etude de la pile

Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier que ce soit encastéré sur ce dernier ou bien simplement appuyé comme notre cas ou partiellement encastéré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de pont.

XI.1. Etude de la pile :

XI.1.1. La géométrie de la pile :

Les formes des piles font l'objet d'études très importantes pour assurer leur conception dans le site et affirmer leur élancement, leur stabilité en construction et en service, et notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent.

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécaniques du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types. Pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de voile, car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et ferrailage), non seulement ça, mais aussi pour offrir une meilleure sécurité.

XI.1.1.1. Pré dimensionnement de la pile :

Notre pile est constituée par un voile vertical reposant sur des fondations profondes (semelle + pieux). On commence tout d'abord à dimensionner la pile en se basant sur le document SETRA.

XI.1.1.2. Epaisseur du voile E :

$$E = \text{Sup} (0,5(m) ; ((4H+L/100) + 0,10 (m))).$$

Tel que :

H est la hauteur de la pile.

L : la portée des travées centrales.

On a : H = 9 m.

$$L = 150 \text{ m.}$$

Comme notre choix de pile s'est porté sur des voiles dédoublés, on prendra une épaisseur de 1,00 m pour chaque voile.

XI.2. Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée par des efforts verticaux appliqués au centre de gravité de la section et des efforts horizontaux.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile dans la hauteur est de 7.50 m qui est la plus haute donc la plus élancée.

XI.2.1. Evaluations des efforts agissant sur la pile :

Pour le moment on va juste faire une étude sur la pile sans prendre en considération l'effet du séisme et après avoir calculer les différents moments fléchissant max et efforts tranchants max, on fera une étude sismique pour pouvoir majorer les efforts obtenus.

XI.2.2. Evaluation des charges et des surcharges :

➤ **Réaction due aux Charges permanentes :**

- **Réaction due au poids propres du tablier :**

Chapitre XI : Etude de la pile

Le poids propre du tablier est égal à **12161.35 t**, d'où la réaction reprise par la pile est :
1042.460 t

Le poids de la pile la plus élancée est de :

$$G_p = (7.5 \times 4 \times 5) \times 2.5 = 375.00 \text{ t}$$

X.2.2.1. Charge verticale :

$$\text{Tablier} + \text{pile} = 1042.460 + 375.00 = 1417.46 \text{ t}$$

➤ Réaction due aux surcharges d'exploitation :

$$B_C = 176.164 \text{ t}$$

$$A(L) = t$$

$$M_{c120} = 342.342 \text{ t}$$

$$D_{240} = 240.00 \text{ t}$$

XI.2.2.2. Charge horizontale :

$$\text{Freinage dû au system A(L)} : f_{A(L)} = 16.54t$$

$$\text{Freinage dû au system B}_C : f_{BC} = 19.638t$$

EFFORTS	FZ(t)	FX(t)	Bras de levier (m)	Mx (t.m)
CHARGES				
Tablier	1042.460	-	-	-
la pile	375.00	-	-	-
A(L)	360.77	16.54	7.50	124.02
BC	176.164	19.638	7.50	147.285
MC120	342.342	-	-	-
D240	240.00	-	-	-

Tableau. XI.1. Efforts appliqués sur pile.

Chapitre XI : Etude de la pile

- **Combinaisons des charges :**

1-ELU : MAX (1.35G +1,6 Q ((Max (A(l) ; Bc)) + Str) ; 1.35G +1.5 (Max (Mc 120; D240))

2-ELS : MAX (G + 1,2 Q ((Max(A(l) ;Bc))+ Str) ; G + (Max (Mc 120, D240))

EFFORT	Combinaison	FZ(t)	FX(t)	MX (t.m)
ELU	1,35G+1,6(A(L) +ST)	2268,17	20.36	264,64
	1,35G+1,6(BC+ST)	1882,14	24.16	314,20
	1,35G+1,35Mc120	1892,55	-	-
	1,35G+1,35 D240	2287,37	-	-
ELS	G+1,2(A(L) +ST)	1685,47	19,848	198,48
	G+1,2(BC+ST)	1395,95	23,56	235,65
	G+D240	1694,35	-	-

Tableau XI.2. Combinaison des charges appliquées sur la pile.

XI.2.3. Ferrailage de la pile :

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

	N(t)	F _x (t)	M (t.m)
Pile (H=7.50m)	2287.37	24.16	314.20

Tab XI.3 : Valeurs des sollicitations appliquées sur la pile.

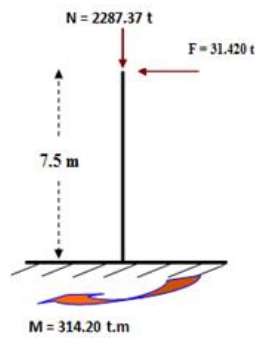


Fig. XI.1 : Système statique

XI.2.3.1. Armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on a utilisé l'abaque pour le Dimensionnement des sections en béton armé de RENE WALTER.

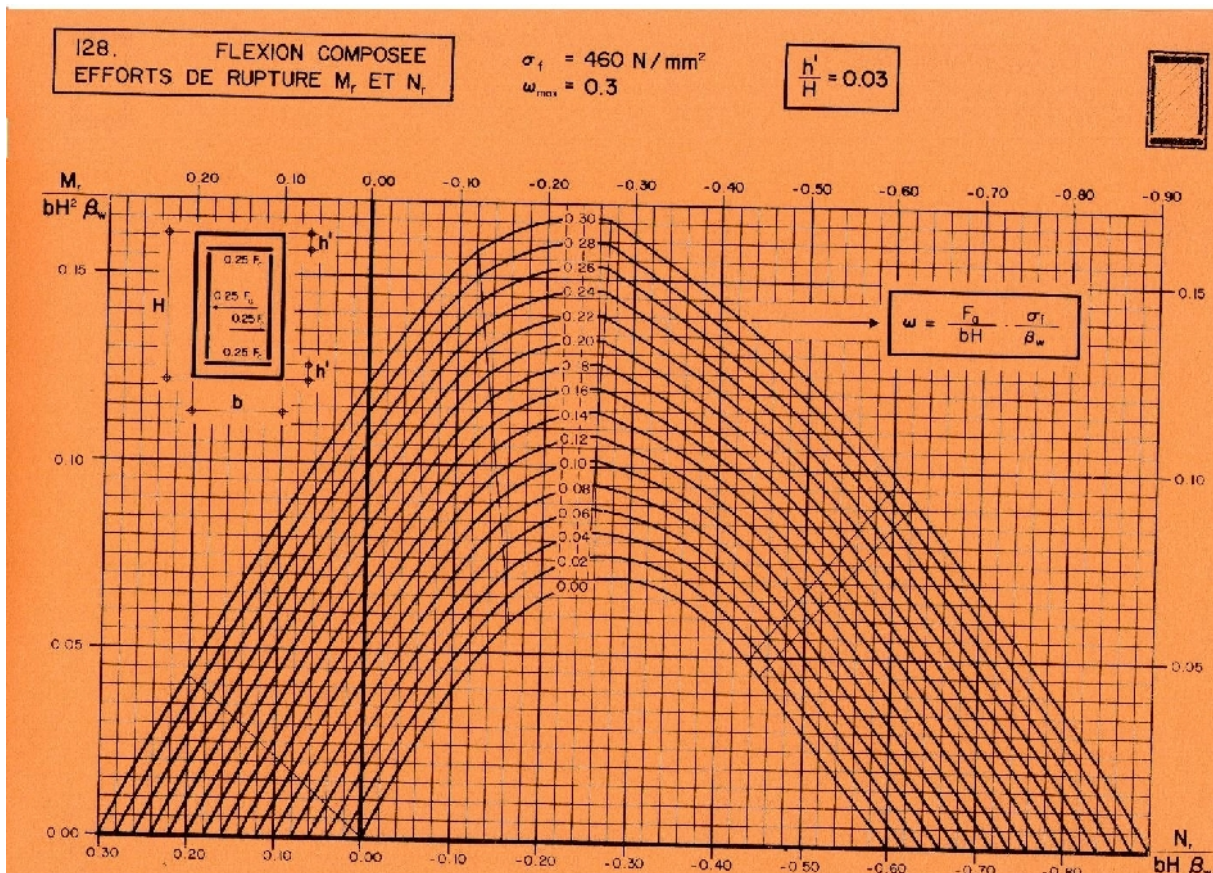


Figure. XI.2. L'abaque de Walther

Chapitre XI : Etude de la pile

Donc Selon l'abaque de WALTER on a :

$$\frac{h'}{H} = \frac{0.15m}{5m} = 0.03$$

h' : l'enrobage+1/2 (\emptyset 32)

H : hauteur de la pile dans le sens longitudinal.

$$\frac{Mr}{b h^2 \beta_w} = \frac{3.141}{4 \times 5^2 \times 27} = 0.010$$

$$\frac{Nr}{b h \beta_w} = \frac{22.877}{4 \times 5 \times 27} = 0.12$$

Avec :

Mr, Nr : effort intérieur relatif (sans dimension).

b : longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 4 m

h : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 5 m

$\beta_w = 27$ Mpa : résistance du béton sur cube à 28 jours.

0.12 Pour $\sigma_f = 460$ MPa .

On' a d'après l'abaque $\omega = 0.10$ pour $\sigma_f = 400$ MPa

Après l'interpolation.

$$\omega = \frac{Fa}{b h} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

ω : degré mécanique d'armature.

Fa : aire totale de l'armature passive.

Donc :

$$\sigma_f = 400 \text{ Mpa}$$

$$Fa = 528.26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 68 \text{ HA}\emptyset 32. (Fa = 546.72 \text{ cm}^2)$$

- **suivant X :**

$$F_{ax} = 0.25 Fa = 136.68 \text{ cm}^2$$

Soit : **17 HA 32** espacée de 10 cm

- **suivant Y :**

$$F_{ay} = 0.25 Fa = 136.68 \text{ cm}^2$$

Soit : **17 HA 32** espacée de 25 cm

- **Condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL91,

$$\text{On a: } A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa ;}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$b = 4 \text{ m ;}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times 4 \times 4.5 \times \frac{2.22}{400}$$

Alors: $A_{s,\min} \geq 229.77 \text{ cm}^2$ (la condition est vérifiée).

XI.2.3.2 Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par :

- **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes : $St = \text{Min} (24\Phi_t ; 8\Phi_l ; 0.25d)$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $St = \text{Min} (24 \times 2.0 ; 8 \times 3.2 ; (0.25 \times 0.9 \times 130)) = \text{Min} (48 ; 25.6 ; 117) = 30 \text{ cm}$ soit:
 $St = 30 \text{ cm}$.

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l \times f_{el}}{20 \times f_{et}} \times \frac{St(mm)}{100}$$

Chapitre XI : Etude de la pile

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm

Al : est la section totale des armatures longitudinales.

fel, fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$At \geq \frac{528.26 \times 400}{20 \times 400} \times \frac{300}{100} = 79.24 \text{cm}^2$$

Soit: 30 HA20 ($At = 94.2 \text{ cm}^2$).



Fig. XI.3. Ferrailage de la pile en élévation.

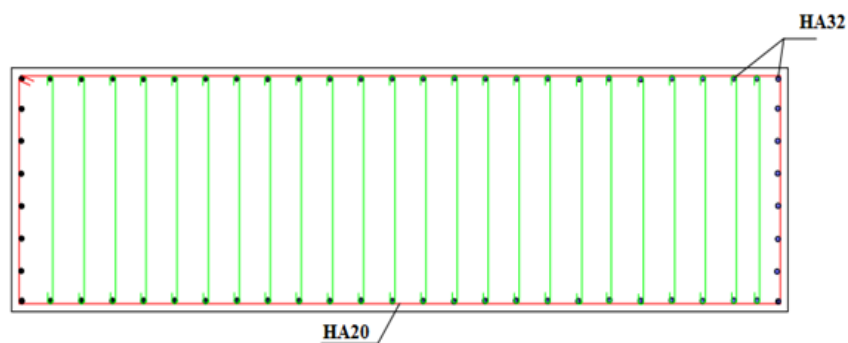


Fig. XI.4. Ferrailage de la pile en plan.

XI.3. Les fondations :

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente de charges et les fait transmettre aux semelles 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.

XI.3.1. Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique fourni par le laboratoire central des travaux publics LCTP (« Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol, de la spécification de l'ouvrage et des tassements importants, les fondations profondes ou un renforcement du sol sont indispensables »). Par conséquent nous prenons des fondations profondes. Ayant les caractéristiques suivantes.

- Ancrage $D = 15\text{m}$.
- Diamètre de pieu est pris égal à 1.20m donc $R = 0.6\text{m}$.
- Type de pieu : pieu forée simple.
- Hauteur d'ancrage $h = 2\text{ m}$.
- La portance d'un pieu de $1418,1\text{t}$.

XI.3.2. Nombre de pieux :

On a des pieux de 15 m de profondeur et d'une portance $Q_N = 1418,1\text{t}$.

Le nombre de pieux à utiliser ce déduit de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{la descente de charge maximale}}{\text{la portance d'un pieu}}$$

Dans notre pont on a 12 pieux.

XI.3.3. Nombre de files de pieux :

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $3\phi = 3,6\text{ m}$ car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 3 files de 4 pieux.

XI.3.4. La semelle :

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux. Elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

Les dimensions de la semelle seront conditionnées par les dimensions des pieux :

➤ **La largeur :**

$B = (N-1) \times l + 2\Phi = 9.20 \text{ m}$, tel que :

N : nombre des files des pieux (3).

l : la distance entre deux files ($l = 3 \Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

➤ **La longueur :**

$L = (N - 1) \times l + 2\Phi = 13.08 \text{ m}$.

N : nombre des files des pieux (3)

➤ **La hauteur :**

$ht \geq l / 2,5 = 3,6 / 2,5 = 1,44 \text{ m} \Rightarrow ht = 2 \text{ m}$

- La longueur de la semelle est égale à 13.08 m.
- La largeur de la semelle est égale à 9.20m.
- L'épaisseur de la semelle est égale à 2 m.

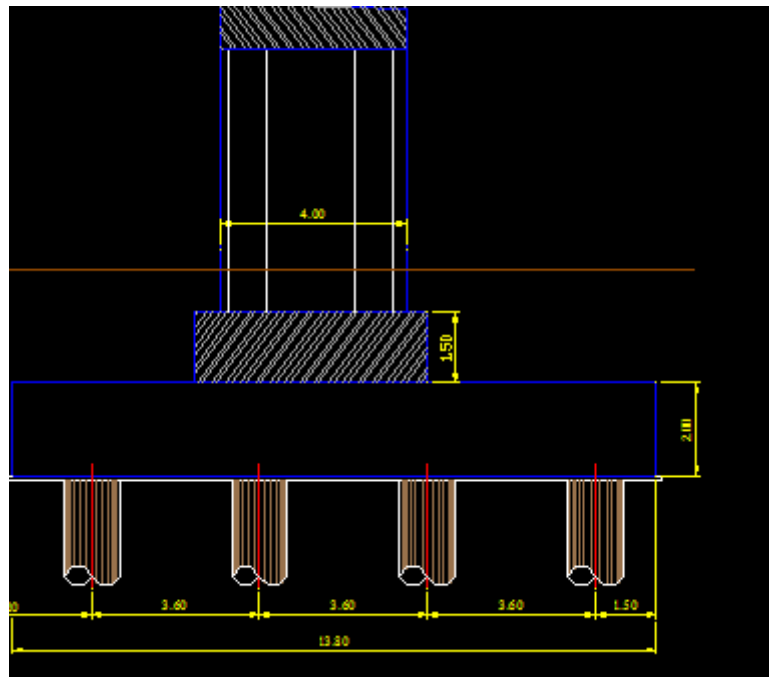


Fig. XI.5. Coupe transversale de la pile et la semelle.

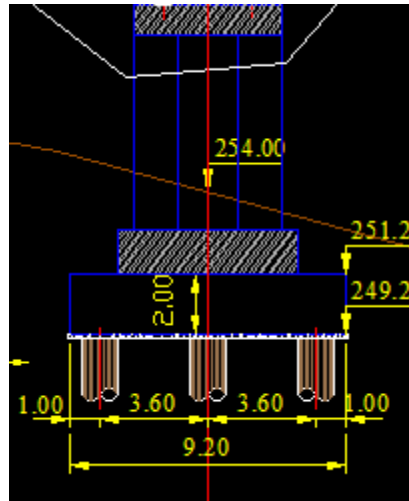


Fig. XI.6. Coupe longitudinale de la pile.

XI.3.4.1. Etude et ferrailage de la semelle sous pile:

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

La semelle est sollicitée par un effort normal N et un moment M appliqués au C D G de la semelle.

- Longueur : $L = 13.08$ m
- Largeur : 9.20 m
- Epaisseur : $E = 2$ m
- Ancrage : 1.5 m
- Remblai : $\chi = 2t/m$
- Poids propre de la semelle : $13.08 \times 9.20 \times 2 \times 2,5 = 601.68t$.
- Poids des terres sur semelle: $\mathbf{P = (13.08 \times 9.20 - (6 \times 5)) \times 2 \times 2 = 325.20 t}$.

Chapitre XI : Etude de la pile

Evaluation des efforts :

EFFORTS	Efforts verticaux (MN)	Efforts horizontaux (mn)	Bras de levier (m)	Moment (MN. m)
Charges				
pois propre du tablier	10.4246	-	-	-
pois propre de la pile	3.75	-	-	-
pois propre de la semelle	6.0168	-	-	-
pois du remblai	3.252	-	-	-
A(L)	3.60	-	-	-
BC	1.76	-	-	-
D240	2.40	-	-	-
Freinage A(L)	-	0,1272	7.5	1.654
Freinage BC	-	0,151	7.5	1.963

Tableau XI.4. Efforts appliqués au niveau de la semelle.

- Combinaisons des charges :

ELU : $1,35G+KQ$ $K=1,35(D240)$; 1,6 autres cas

ELS : $G+KQ$ $K=1(D240)$; 1,2 autres cas

Condition	Effort	H(MN)	N (MN)	M (MN. m)
Normale	ELU	0.314	27,95	3,14
	ELS	0.235	20,70	2.35

Tableau. XI.5. Combinaisons des charges.

XI.3.4.2. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.
- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

ELU :

$$N_{\max} = \frac{27.95}{12} + \frac{3.14 \times 1.8}{12 \times (1.8)^2} = 4,94 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{27.95}{12} - \frac{3.14 \times 1.8}{12 \times (1.8)^2} = 4.36 \text{ MN}$$

ELS :

$$N_{\max} = \frac{20.70}{12} + \frac{2.35 \times 1.8}{12 \times (1.8)^2} = 3.66 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{20.70}{12} - \frac{2.35 \times 1.8}{12 \times (1.8)^2} = 3.23 \text{ MN}$$

Condition	ETAT	R _{max} (MN)	R _{min} (MN)
Normale	ELU	4.94	4.36
	ELS	3.66	3.23

Tableau. XI.6. Réaction maximale et minimale.

XI.3.4.3 Vérification des pieux :

❖ Poinçonnement :

$R_{\max} = 494 \text{ t} < 1418.1 \text{ t}$ condition vérifiée

❖ Soulèvement :

$R_{\min} > 0$ condition vérifiée

XI.3.5. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

XI.3.5.1. Armatures transversales inférieures :

D'après le document « SETRA PP73 », la section d'armature transversale inférieure peut être déterminée par la méthode des bielles, si :

La Condition de la méthode est vérifiée : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

Avec :

L : Entraxe des deux files de pieux : 3,6 m

h : Hauteur de la semelle : 2 m

d : Distance entre axes des armatures inférieures et l'extrémité : 0,1 m

$$\checkmark \quad \text{tg } \alpha = \frac{h-d}{L/2-b/4} = \frac{2-0.05}{1.8-0.50} = 1.01$$

Donc : $\begin{cases} \alpha = 45.28^\circ ; \text{ (Condition vérifiée)} \\ h \geq \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = \mathbf{1.30 \text{ m.}} ; \text{ (Condition vérifiée)} \end{cases}$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 267 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

$$A_s = \frac{494}{267} \times \frac{1.30}{2.00} 10^2 = 181.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **24 HA 32** ($A_s=192.96 \text{ cm}^2$).

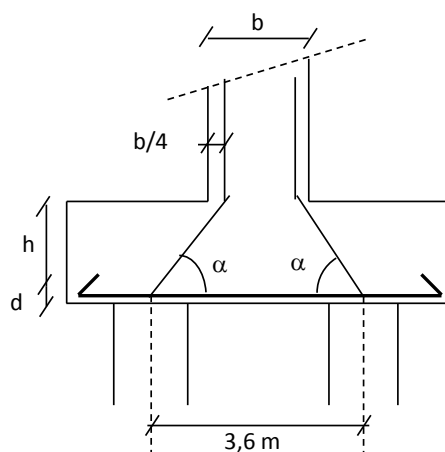


Figure XI.7. Coupe transversale d'une semelle.

Espacement :

$$s_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Avec : ϕ : Diamètre du pieu.

n : Le nombre de barres.

Soit : $s_t = 13 \text{ cm}$

$$s_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{24 - 1}$$

$$s_t = 12 \text{ cm}$$

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande ayant pour largeur

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m}$$

Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{181.82}{3} = 60.60 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA32/ ml** ($A_1=64.32 \text{ cm}^2$)

$S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.3.5.2. Armatures longitudinales inférieures :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{181.82}{3} = 60.60 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA32/ ml** ($A_2=64.32 \text{ cm}^2$),

$S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.3.5.3. Armatures de construction :

1. Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{181.82}{10} = 18.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA16 / ml** ($A_{ts} = 20.1 \text{ cm}^2$),

$S_t = 10 \text{ cm}$.

2. Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{181.82}{3} = 60.60 \text{ cm}^2$$

Soit: **8HA32/ml** ($A_1 = 68.74 \text{ cm}^2$),

$S_t = 15 \text{ cm}$.

XI.3.5.4. Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{181.82}{10} = 18.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **10 HA16/ml** ($A_{ts} = 20.1 \text{ cm}^2$),

$S_t = 30 \text{ cm}$.

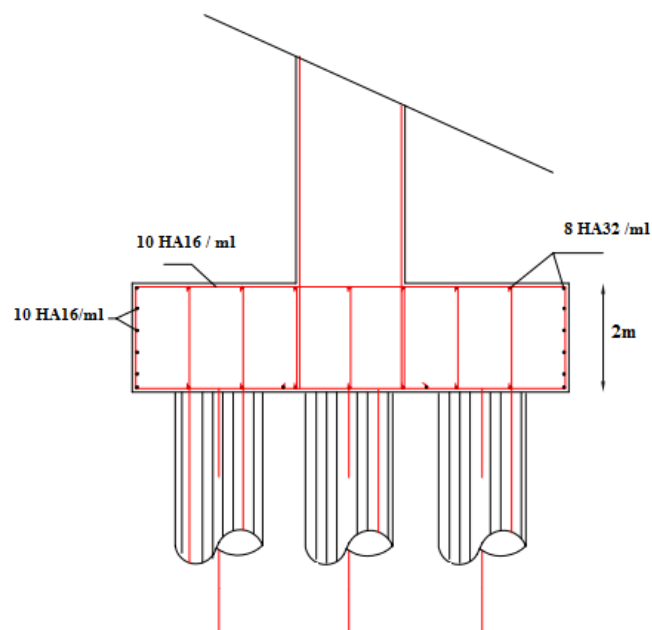


Figure XI.8. Ferrailage de la semelle

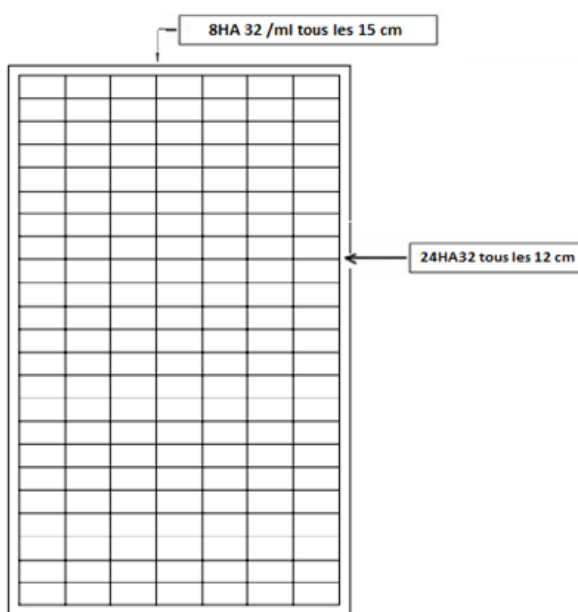


Figure XI.9. Ferrailage de la nappe inférieure.

XI.4. Ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

XI.4.1. Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : $L \geq 0,75 (2d)$ avec $d = \text{diamètre de pieu} = 1,20\text{m}$. L : l'entraxe = 3,6m.

$L=3.6\text{m} \Rightarrow 3.6 > 1,8(\text{m}) \dots\dots\dots$ vérifiée.

XI.4.2. Calcul des efforts le long des pieux :

- Méthode de calcul:

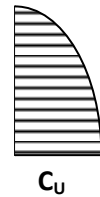
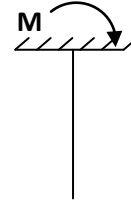
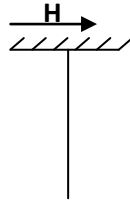
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

d : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.



Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$.

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de **λ** :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_U}{4EI}}$$

$$d = \phi_{\text{pieu}} = 120\text{cm}$$

Détermine le module de réaction de sols **C_U** :

On a d'après le rapport géotechnique $C_U = 35 \text{ MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton = $11000^3 \sqrt{27} = 33000\text{MN}$

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1017\text{m}^4$.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{dC_U}{4EI}} = 0.236\text{m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où : $\lambda L = 0.236 \times 15 = 5.9\text{m}$ avec $L = 15 \text{ m}$.

1. L'effort horizontal maximum en tête du pieu :

Freinage = 19.638 t.

$$\text{D'où} : \bar{P} = \frac{H}{6} = 3.273 \text{ t/pieu.}$$

2. Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de **WARNER** permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est

le déplacement avec rotation nulle ; $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,68 & \chi_{\theta M} = 1,26 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2,09 & \chi_{\theta M} = 1,45 \end{cases} \quad \lambda L = 5.9 \text{ m} \Rightarrow \chi_{\theta P} = 2.06 , \chi_{\theta M} = 1,43$$

Condition normale : $\bar{P} = 3.273t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -19.98t.m.$

- **Valeurs du moment le long du pieu en fonction de Z :** (Abaques de WARNER) :

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{\theta M}$	0.95	0,74	0,45	0,2	0,04	0	0	0
$\chi_{\theta P}$	0,52	0,71	0,61	0,4	0,19	0,04	0	0
M(z)	-0,1177	-0,0494	-0,0053	0,0155	0,0184	0,0055	0	0

Tableau. XI.7. Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z

XI.4.3. Le ferrailage :

a. Ferrailage longitudinal:

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther .Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} N_{\max} = 4.94 \text{ M} \\ M_{\max} = - 0.1998 \text{ MN.m} \end{cases}$$

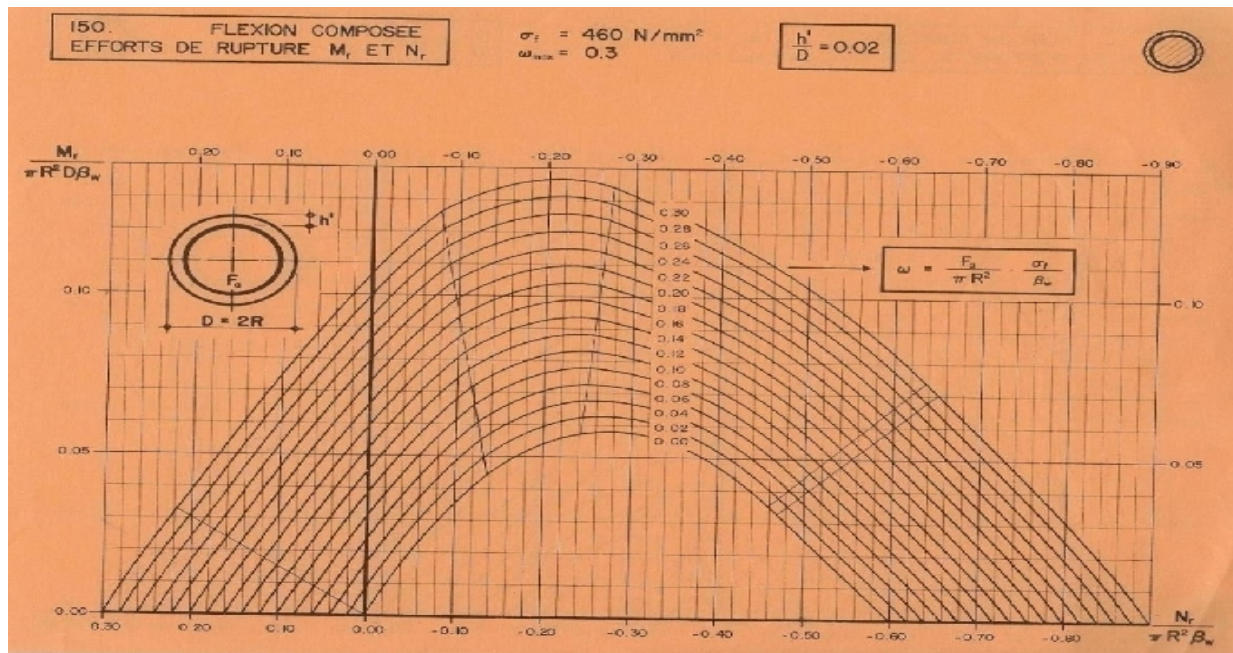


Figure .XI.10. Abaque de Walther

On prend : l'enrobage $h' = 5\text{ cm} \Rightarrow \frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$.

$$\text{Donc ; } \begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{0,1998}{\pi(0.6)^2 \times 1.2 \times 27} = 0.0055 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{4.94}{\pi(0.6)^2 \times 27} = 0.16 \end{cases}$$

ω : Degré mécanique d'armature totale ;

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} ; \sigma_f = 400 \text{ Mpa.}$$

$$F_a = \frac{0,14 \times \pi \times (0,6)^2 \times 27}{400}$$

$$A_s = F_a = 106.82 \text{ cm}^2$$

Soit : 24 HA 25 (108.02 cm²)

- **L'espacement :**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{24} = 15.7 \text{ cm}$$

b. Les armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

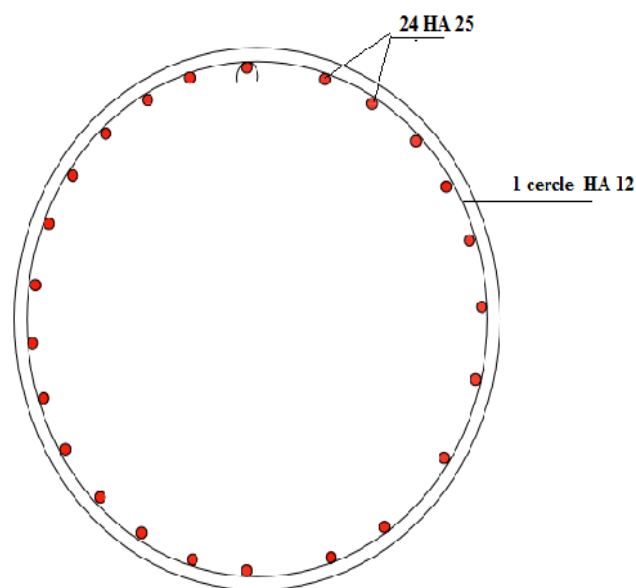


Figure. XI.11. Ferrailage du pieu de la pile (coupe transversale).

Chapitre XII

Etude de la culée

Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La culée doit satisfaire aux deux exigences importantes qui sont:

a) La fonction mécanique :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

- Accéder par la culée à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle aide à passer d'un milieu élastique vers un milieu rigide.

XII.1. Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux.

Chapitre XII : Etude de la culée

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours 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 de joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assurée le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

Avantage :

Les culées remblayées sont les plus répandues à l'heure actuelle, elles présentent les avantages suivants :

- Leur conception et exécution sont particulièrement simples.
- Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse.
- Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai.

XII.2. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO ; intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*.

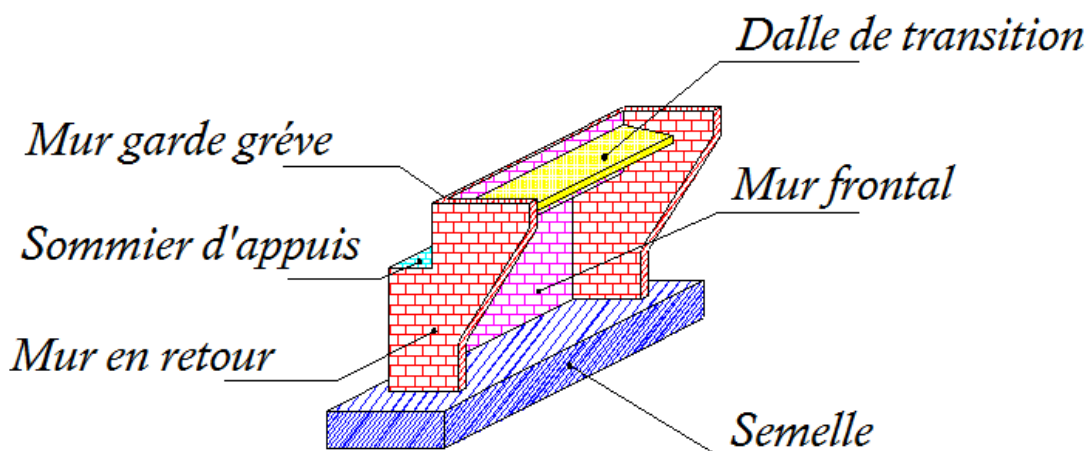


Figure XII.1. Les éléments constitutifs d'une culée.

XII.2.1. Mur de garde grève :

- La hauteur du mur de garde grève :

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 3.75 + 0.153 + 0.5 = 4.403 \text{ m}$$

- L'épaisseur du mur :

$$e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = \text{Max} (0.30 \text{ m} ; 0.55 \text{ m})$$

$$\Rightarrow e = 0.55 \text{ m}$$

- La longueur du mur garde grève :

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

XII.2.2. Dalle de transition :

- La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai H = 7.50 m.

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6 \times 7.50)] = \text{Min} [6 \text{ m} ; 4.5 \text{ m}]$$

$$\Rightarrow L = 4.50 \text{ m} \quad \text{on prend } L = 5.00 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle de transition est prise :

Elle est généralement prise égale à :

$$\Rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

- La dalle de transition suit une pente de $P = 10\%$.

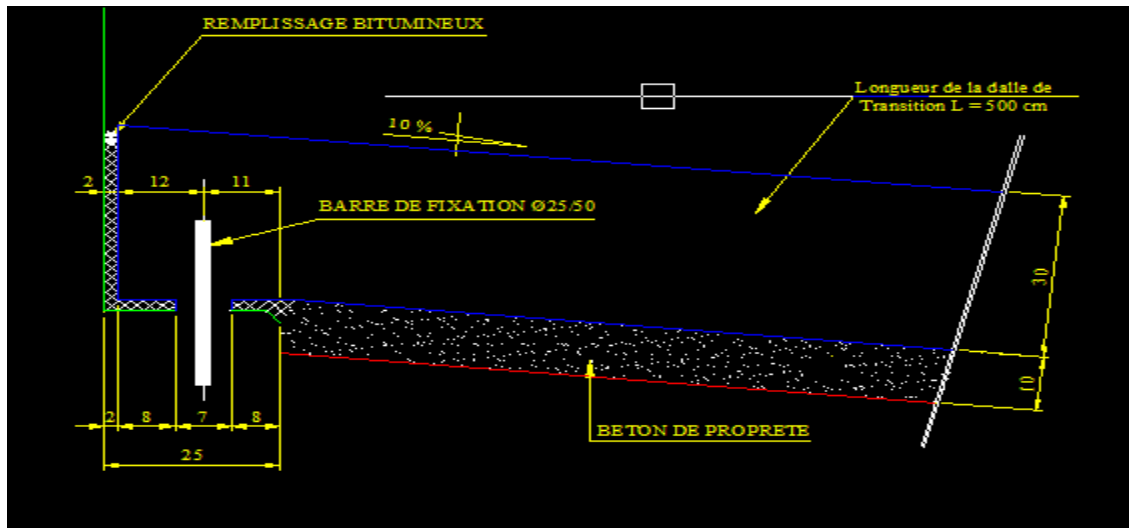


Figure XII .2. Dalle de transition.

XII.2.3. Mur frontal :

- La hauteur du mur de front est : $H = 3.50\text{m}$
- L'épaisseur du mur est : $e = 3,05\text{ m}$
- La longueur est : $L = 13\text{m}$

XII.2.4. Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches. L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance.

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du Mur: $L_1 = 3.06\text{m}$.
- La hauteur: $h = 7.50\text{ m}$.
- L'épaisseur du Mur en retour varie entre 30 cm ET 40 cm, soit $e = 40\text{cm}$.

XII.2.5. Le corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de **1m**, une petite base de **75 cm** et une hauteur de **25cm**.

La largeur de corbeaux est :

$L = \text{longueur du mur garde grève est} - 2 \times \text{épaisseur du mur en retour}$.

$L = 12.2\text{m}$

XII.2.6. 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 $L =$ largeur du pont $= 13$ m.
- La largeur du sommier $l = 2.50$ m.
- L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m.
- Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier.

XII.2.7. La semelle :

On prend :

- Une largeur de : $l = 5.60$ m.
- Une longueur de : $L = 13.80$ m.
- Une épaisseur de : $e = 2.00$ m.

XII.3. Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

➤ Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$.

Dans les conditions sismiques (d'après l'**RPOA** ; règlement parasismique algérien des ouvrages d'art établi en 2008): le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\left[1 + \frac{\sqrt{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta - \beta)}}{\sqrt{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)}} \right]^2} \cdot \cos^2 \theta$$

Chapitre XII : Etude de la culée

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne.

$\beta = 0$: Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$K_H = A$; $\Rightarrow K_H = 0.25$: Coefficient sismique horizontale

A : coefficient d'accélération de zone.

$K_V = 0.3A \Rightarrow K_V = 0.075$: Coefficient sismique verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{K_H}{(1 \pm K_V)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Action de séisme	K_H	K_V	K_a	θ	K_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition séismique	0.25	0.075	/	13.09	0.502
	0.25	- 0.075	/	15.12	0.538

Tableau. XII.1 : Valeurs des coefficients de poussée.

➤ **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q.S$

Avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L ; \text{ avec : } \gamma = 2 \text{ t/m}^3. \text{ poids volumique des terres.}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_S : Désigne le moment stabilisant.

M_R : Désigne le moment renversant.

Le tableau qui suit (Tableau XII.2) donne la somme des efforts agissant sur toutes les parties en vérifiant les deux conditions suivantes :

XII.3.1. Stabilité au renversement :

Dans notre cas le renversement de la culée n'est pas à prendre en considération puisque elle repose sur une fondation profonde munie d'un groupe de pieux encastrés dans la semelle

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5 : \text{Condition normale.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.0 : \text{Condition sismique.}$$

XII.3.2. Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi \geq 1.5 : \text{Condition normale.}$$

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi \geq 1.0 : \text{Condition sismique.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre XII : Etude de la culée

Désignation	K_h	K_v	P	$K_h \cdot p$	$1 + K_v$	$(1 + K_v) \cdot p$	Z_v	Z_h	M_R	M_s
Mur garde grève	0	0	24,5	0	1	24,5			0	93,1
	0,25	0,075		6.125	1,075	26.3375	7,625	3,8	46.703	100.08
	0,25	-0,075		6.125	0,925	22.6625			46.703	86,11
corbeau	0	0	3,105	0	1	3,105			0	12,82
	0,25	0,075		0,77625	1,075	3,33	7,76	4,13	6.02	13,78
	0,25	-0,075		0,77625	0,925	2,87			6,02	11.86
Mur frontal	0	0	245	0	1	245			0	735
	0,25	0,075		61.25	1,075	263,375	3,95	3	241.93	790,12
	0,25	-0,075		61.25	0,925	226.625			241.93	679.87
Mur en retour	0	0	44,27	0	1	44,27			0	256,79
	0,25	0,075		11.0688	1,075	47,59	6,1	5,8	67.52	276.05
	0,25	-0,075		11.0688	0,925	40.95			67.52	237.53
Dalle de transition	0	0	30,70	0	1	30,70			0	190,37
	0,25	0,075		7,67625	1,075	33,00	7,84	6,2	60,18	204,64
	0,25	-0,075		7,67625	0,925	28,40			60,18	176,09
Poids des terres	0	0	243,43	0	1	243,43			0	1217,16
	0,25	0,075		60.858	1,075	261.68	5,17	5	314.63	1308.4
	0,25	-0,075		60.858	0,925	225.17			314.63	1125.8
semelle	0	0	247,5	0	1	247,5			0	742,5
	0,25	0,075		61.875	1,075	266.062	0,75	3	46.40	798.18
	0,25	-0,075		49.50	0,925	228.937			37.12	686.81
Réaction du au tablier	0	0	188,41	0	1	188,41			0	565,23
	0,25	0,075		47.10	1,075	202.54	6,4	3	301.45	607.62
	0,25	-0,075		47.10	0,925	174.28			301.45	522.84
Poussée des terres	0	0	148.95	148.95	1	148.95			588.35	0
	0,25	0,075	224.54	56.13	1,075	241.38	3,95	4,66	221.73	0
	0,25	-0,075	240.65	60.16	0,925	222.60			237.64	0

Tableau. XII.2 : moments et des efforts globaux.

Chapitre XII : Etude de la culée

Les résultats globaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Désignation	$(K_H \cdot P)$	$(1 + K_V) \cdot P$	M_R	M_S	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$
La somme	148,95	1208,09	715,58	3812,98	5,329	3,11
	254,77	1350,27	1062,95	4041,76	3,802	2,47
	256,92	1207,50	1071,43	3584,20	3,345	2,19

Tableau. XII.3 : Résumés des moments et efforts globaux.

	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{h} \operatorname{tg} \varphi$
Condition normale	5,329 > 1,5	3,11 > 1,5
Condition sismique	3,802 > 1,0	2,47 > 1,0
	3,345 > 1,0	2,19 > 1,0

Tableau. XII.4 : les différentes vérifications.

❖ **Remarque :**

D'après ce tableau, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement, et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

XI.4. Ferrailage de la culée :

La culée est un élément massif infiniment rigide, donc on aura besoin uniquement d'un ferrailage minimum pour éviter les fissurations :

Par conséquent on utilisera les pourcentages tirés de la section totale du béton utilisé à la culée.

0.6% de la section du béton pour la flexion.

0.2% de la section du béton pour le cisaillement.

Conclusion

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude d'un pont construit en encorbellement successif en utilisant les règlements nécessaires.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours au sein de notre université.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer dans le milieu professionnel

Bibliographie

- **[Réf.1] J.A. CALGARO : Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000 ».
- **[Réf.2] A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO : Conception des ponts** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 ».
- **[Réf.3] J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX : Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 ».
- **[Réf.4] Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 ».**
- **[Réf.5] Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »**
- **[Réf.6] HENRY THONIER : Le béton précontraint aux états limites** « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;
- **[Réf.7] Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).**
- **[Réf.8] Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971).**
- **[Réf.9] Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles** « Eyrolles, 1993 ».

Thèses :

- **[Réf.10]** « étude d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place »; réalisé par Mr : RABET DJILALI encadré par Mr : S. KACI soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).
- **[Réf.11]** « étude d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place » ; encadré par Mr : H HAMMOUM à l'UMMTO (Promotion juin 2011).

Bibliographie

Logiciels :

- AutoCad 2012 (dessin assisté par ordinateur) ;
- Robot Structural Analysis 2013 (Conception assisté par ordinateur) ;
- BAELR, SOCOTEC (Dimensionnement section d'armatures béton armé).

Sites Internet :

[Réf.12] www.setra.fr

[Réf.13] www.freyssinet.com

[Réf.14] www.dywidag-systemes.fr