



Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

MASTER TRAVAUX PUBLICS

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

THEME :

Étude d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif



Réalisé par :

- ✂ Boussad Ahmed
- ✂ Derradji Souhila

Encadré par :

Mdm : Hermime.T

REMERCIEMENT



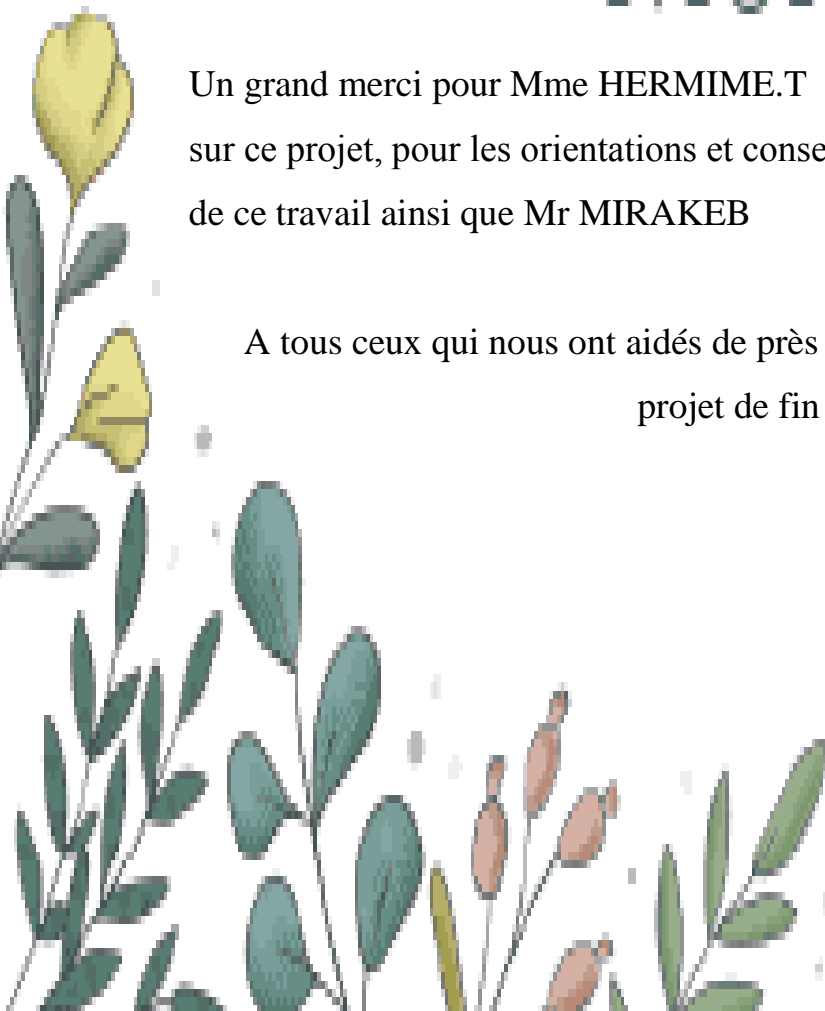
En premier lieu, nous souhaitons remercier Dieu
le tout puissant pour tout le courage et la force qui nous a donné
pour effectuer ce travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens,
encouragement et leur patience

Un grand merci pour le groupement de l'E.N.G.O.A en particulièrement Mme
SEDDIK .R pour les conseils prodigués, ainsi que Mme MICHANI .S pour son
accueil chaleureux et son soutien.

Merci !

Un grand merci pour Mme HERMIME.T pour avoir accepté de nous encadrer
sur ce projet, pour les orientations et conseils qu'il nous a prodigué tout au long
de ce travail ainsi que Mr MIRAKEB



A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce
projet de fin d'étude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A mes sœur Djamila et Ghalia et sa petite mignonne Wissam, ainsi que Nadia

A mes frères Boualem et Hamid

A toute ma famille

A tous mes ami(e)s particulièrement Siham et Arezki, Sans oublier Hafid, qui m'ont toujours aidé

Une spéciale dédicace à toute la promo 2019/2020

Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Hmidouche et toute sa famille



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A mon petit frère Kociela

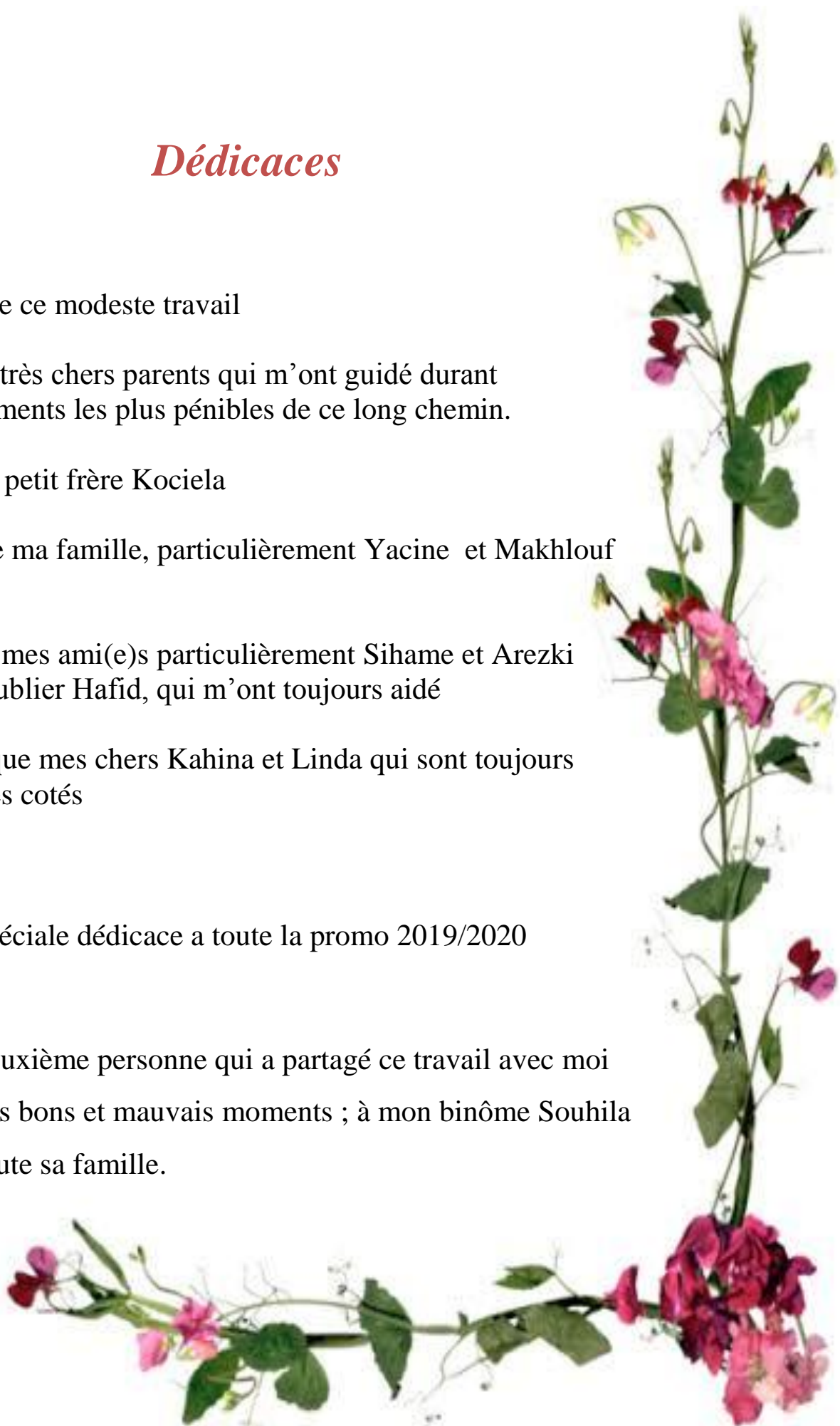
A toute ma famille, particulièrement Yacine et Makhoulf et Juba

A tous mes ami(e)s particulièrement Sihame et Arezki Sans oublier Hafid, qui m'ont toujours aidé

Ainsi que mes chers Kahina et Linda qui sont toujours là à mes cotés

Une spéciale dédicace a toute la promo 2019/2020

Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Souhila et a toute sa famille.



Sommaire

Introduction général	1
CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage.....	3
I.1- Introduction.....	3
I.2- Présentation du projet.....	3
I.2.1- Objectif du projet.....	3
I.2.2- Situation du projet.....	3
I.2.3- Obstacle à franchir.....	3
I.2.4- Caractéristiques de l'ouvrage.....	4
I.3- les données du projet.....	4
I.3.1- Les données fonctionnelles.....	4
I.3.1.1- Tracé en plan.....	4
I.3.1.2- Profil en long.....	4
I.3.1.3- Profil en travers.....	5
I.3.2- Les données naturelles.....	5
I.3.2.1- Topographie.....	5
I.3.2.2- Géotechnique.....	6
Essais in situ.....	6
Essais au laboratoire.....	7
Essais phasiques.....	7
Essais mécaniques.....	7
Analyse chimique.....	7
I.3.2.3- Sismicité du site.....	8
I.3.2.4- Données climatiques.....	8
Température.....	8
Vent.....	8
La neige.....	8
I.3.2.5- Hydrologie.....	8
Conclusion.....	8
CHAPITRE II : Conception générale.....	10
II.1 Introduction.....	10
II.2 Critères de choix du type d'ouvrage.....	10
II.3 Proposition des variantes.....	10
II.3.1 Variante N°1: Pont à poutres précontraintes du type VIPP.....	11

Sommaire

II.3.1.1 Implantation de l'ouvrage.....	11
II.3.1.2 Pré-dimensionnement des poutres.....	11
La hauteur de tablier.....	11
Espacement des poutres.....	11
Epaisseur de la dalle.....	11
La retombée des poutres.....	11
Epaisseur d'âme E_A	12
Nombre de poutres.....	12
Table de compression.....	12
Le talon.....	13
II.3.2 Variante N°2: Pont Mixte Bipoutre.....	13
II.3.2.1 Implantation de l'ouvrage.....	13
II.3.2.2 Pré dimensionnement des poutres.....	13
Hauteur d.....	13
Détermination de l'épaisseur.....	14
Nombre de poutres.....	14
Epaisseur de la dalle.....	14
II.3.3 Variante N°3: Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable.....	14
II.3.3.1 L'implantation de l'ouvrage.....	15
II.3.3.2 Pré dimensionnement.....	16
Hauteur du voussoir.....	16
Hourdis supérieur.....	17
L'épaisseur des âmes.....	17
L'épaisseur de l'hourdis inférieur.....	17
Dimensionnement des goussets.....	17
II.4 Choix de la variante.....	18
II.4.1 Les différents critères.....	18
Les efforts dans la structure.....	18
Les efforts dans les fondations.....	18
L'intégration dans le paysage.....	19
Mode de construction.....	19
Le coût global.....	19

Sommaire

II.5- Analyse multicritère.....	20
Conclusion.....	22
CHAPITRE III: Caractéristique des matériaux.....	24
III.1-Introduction.....	24
III.2- Normes et règles de calcul.....	24
III.3- Les logiciels utilisés.....	24
III.4- Caractéristiques des matériaux.....	24
III.4.1- Béton.....	24
III.4.1.1 La résistance caractéristique à la compression.....	25
III.4.1.2 La résistance caractéristique à la traction.....	26
III.4.1.2.1 Contraintes admissibles.....	26
III.4.1.2.2 Module de déformation longitudinale du béton «E».....	27
III.4.1.2.3 Module Déformation transversale du béton.....	28
III.4.2- Les aciers.....	29
III.4.2.1- Aciers actifs.....	29
La limite élastique.....	30
Module de YOUNG.....	30
Caractéristiques des câbles.....	31
La tension à l'origine.....	31
Diamètre de la gaine.....	31
Frottements.....	31
Classe de justification de la précontrainte.....	31
III.4.2.2- Aciers passifs.....	31
Limite d'élasticité.....	32
Contraintes limites à la traction à l'ELU.....	32
Contraintes limites à la traction à l'ELS.....	32
III.4.3- Acier de la charpente métallique.....	33
CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue.....	35
IV.1 Introduction.....	35
IV.2 Dimensionnement longitudinal.....	35

Sommaire

IV.2.1 Distribution des travées.....	35
IV.2.2 Hauteur de la poutre selon SETRA.....	35
IV.2.3 Découpage en voussoirs.....	36
IV.2.4 Hauteur du voussoir sur pile.....	36
IV.2.5 Hauteur du voussoir à la culée.....	36
IV.2.6 Ligne d'intrados.....	36
IV.3. Dimensionnement transversal.....	36
IV.3.1 Choix d'une section transversale.....	36
IV.3.1 Choix d'un type de caisson.....	37
IV.3.1.1 Entraxe des âmes D	37
IV.3.1.2 Epaisseur des âmes E_a	37
IV.3.1.3 Inclinaison des âmes α	38
IV.3.1.4 Epaisseur de l'hourdis supérieur e_4	38
IV.3.1.5 Epaisseur de l'hourdis inférieur E_i	38
IV.3.1.6 Dimensionnement des goussets.....	39
IV.4 Caractéristiques géométriques des voussoirs.....	40
IV.5 Lois de variation des différents paramètres : $h(x)$, $S(x)$, $z(x)$, $E(x)$, $I(x)$	42
IV.5.1 Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	42
IV.5.2 Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$	44
IV.5.3 Variation de la section $S(x)$	44
IV.5.4 Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir.....	44
IV.5.5 Variation de l'inertie $I(x)$	45
CHAPITRE V : Charge et Surcharge.....	47
V.1. Introduction.....	47
V.2 Caractéristiques du pont.....	47
V.2.1 Largeur totale L_T	47
V.2.2 La largeur rouable L_R	47
V.2.3 La largeur chargeable L_C	47
V.2.4 Nombre de voies de circulation N_v	48
V.2.5 La largeur réelle de la voie L_v	48
V.2.6 Classe de pont.....	48
V.3 Evaluation des charges et surcharges.....	49

Sommaire

V.3.1 Les charge.....	49
V.3.1.1 Charges permanentes.....	49
V.3.1.1.1 Les éléments porteurs CP.....	49
V.3.1.1.2 Les éléments non porteurs CCP.....	50
V.3.2 Les surcharge.....	51
V.3.2.1 Les surcharges routières.....	51
V.3.2.1.1 Système de charges A(L).....	51
V.3.2.1.2 Système de charges B.....	54
Système de charge B_c	54
Système de charge B_t	57
Système de charge B_r	59
V.3.2.1.3 Surcharge militaires.....	60
Système de charge militaire M_{c120}	60
V.3.2.1.4 Charges exceptionnelles.....	61
Convoi D_{240}	61
V.3.2.2 Surcharges sur les trottoirs S_{tr}	62
Charges locales.....	62
Charges générales.....	62
V.3.2.3 Force de freinage F_r	63
Effort de freinage F_A produit par le système de charge A(L).....	63
Effort de freinage F_{Bc} produit par le système de charge B_c	63
V.3.2.4 Le Vent W.....	64
V.3.2.5 Le gradient thermique.....	64
V.3.2.6 L'effort sismique.....	64
V.4 Les combinaisons de charges.....	65
Conclusion.....	66
CHAPITRE VI : Etude longitudinale.....	68
VI.1 Introduction.....	68
VI.2 Charges appliquées au fléau (phase de construction).....	70
VI.2.1 Le poids propre du tablier G.....	70
VI.2.2 Les surcharge de chantier.....	71
VI.2.3 Equipage mobile.....	71

Sommaire

VI.2.4 Le vent.....	71
VI.2.5 Actions accidentelles (FA).....	71
VI.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau.....	72
VI.3.1. Effets dus au poids propre G	72
VI.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier Q_{PRA1}	72
VI.3.3. Effets des Surcharges concentrées Q_{PRA2}	73
VI.3.4. Effets du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1}	74
VI.3.5. Vent Q_w	74
VI.3.6. Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a	75
VI.3. Les combinaisons des charges.....	76
Combinaisons en situation temporaire de construction (type A).....	76
Combinaisons accidentelles de construction (type B).....	77
VI.4. Etude en phase de service.....	78
VI.5.1. Modélisation.....	78
Conclusion.....	79
CHAPITRE VII : Etude de la précontrainte.....	81
VII.1-Introduction.....	81
VII.2 Etude de la précontrainte de l'ouvrage.....	82
VII.2.1 Les câbles de fléau.....	82
VII.2.2 Les câbles de continuité.....	83
VII.3 Calcul de la précontrainte de l'ouvrage.....	83
VII.3.1 Disposition des câbles.....	83
VII.3.2 Câblages.....	83
VII.3.3 Détermination du nombre de câbles.....	84
La tension à l'origine.....	84
Evaluation de l'effort de précontrainte P_0	84
Evaluation de l'effort de précontrainte P	84
VII.3.4 Répartition des câbles dans chaque voussoir.....	85
VII.3.5 Espacement des armatures de la précontrainte.....	86
VII.3.6 Position et enrobage des câbles.....	87
VII.3.7 Tracé de câbles du fléau.....	87

Sommaire

VII.3.8 Etude du tracé des câbles.....	88
VII.3.8.1 Tracé en élévation des câbles du fléau.....	88
VII.3.8.2 Tracé en plan des câbles du fléau.....	90
VII.4 Perte de tension de la précontrainte.....	92
VII.4.1 Différents types de pertes.....	93
VII.4.2 Tension a l'origine.....	93
VII.4.3 Pertes des tensions instantanées.....	93
VII.4.3.1 Pertes de tension par frottement.....	93
VII.4.3.2 Perte de tension par recul d'ancrage.....	95
VII.4.3.3 Pertes de la tension due au raccourcissement élastique du béton.....	96
VII.4.4. Pertes des tensions différées.....	97
VII.4.4.1 Perte par retrait.....	98
VII.4.4.2 Perte par fluage du béton.....	98
VII.4.4.3 Pertes par relaxation des aciers.....	99
VII.5 Vérification des contraintes.....	101
VII.6 Etude de la précontrainte de continuité.....	102
VII.6.1. Détermination de l'effort de précontraint et du nombre de câbles.....	103
VII.6.1.1 Câblage de la travée intermédiaire.....	103
VII.6.1.2 Câblage de la travée de rive.....	104
VII.7 Calcul des pertes de tension.....	105
La travée intermédiaire.....	105
La travée de rive.....	111
VII.8 Vérification des contraintes en phase de service.....	114
VII.8.1 Travée intermédiaire.....	114
VII.8.2 Travée de rive.....	115
Conclusion	116
CHAPITRE VIII : Etude transversale.....	118
VIII.1 Introduction.....	118
VIII.2 Modélisation.....	118
VIII.3 Définition des charges.....	118
VIII.3.1 Charges permanentes.....	119
Le poids propre du caisson.....	119

Sommaire

Les éléments non porteurs CCP.....	119
VIII.3.2 Surcharges d'exploitation.....	119
Système de charge A(L).....	120
Système de charge B_c	120
Système de charge B_t	120
Charges militaires M_{c120}	120
Convoi exceptionnel D_{240}	120
Charges sur trottoirs S_t	120
VIII.4 Les combinaisons d'actions.....	121
VIII.5 Détermination des efforts.....	121
VIII-6 Récapitulatif des résultats.....	122
VIII.7 Ferrailage des voussoirs.....	122
VIII.7.1 Dalle supérieur.....	123
VIII.7.2 Dalle inférieur.....	124
VIII.7.3 Ame.....	126
VIII.8 Vérification de l'effort tranchant.....	129
VIII.9 Vérification au poinçonnement.....	129
VIII.10 Vérification des âmes au flambement.....	130
Conclusion.....	130
CHAPITRE IX : Les Equipements du pont.....	132
IX.1 Introduction.....	132
IX.2 Appareils d'appuis.....	132
Les appareils d'appuis en béton.....	133
Les appareils d'appuis spéciaux.....	133
Les appareils d'appuis en acier.....	133
Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	134
IX.2.1 Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage.....	134
IX.2.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	134
IX.2.3 Matériaux constituant.....	135
IX.2.4 Dimensionnement des appareils d'appuis.....	135
IX.2.4.1 Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis.....	135

Sommaire

IX.2.4.2 Détermination de la hauteur nette de l'élastomère.....	136
IX.2.5 Evaluation des déformations des appareils d'appuis.....	136
Déformation de l'appareil due au retrait.....	136
Déformations des appuis dues aux variations de température.....	136
Déformation due au fluage pour chaque appui.....	136
IX.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement.....	137
Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.....	137
Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale.....	137
Contrainte de cisaillement due à la rotation.....	138
IX.2.7 Vérification de la condition de non cheminement.....	138
IX.2.8 Vérification de la condition de non glissement.....	139
Dimensionnement des frettes.....	139
IX.3 Etude des dés d'appui.....	140
IX.3.1 Fonction des dés d'appuis.....	140
IX.3.2 Dimensions de dés d'appuis.....	140
IX.4 Joint de chaussée.....	140
IX.4.1 Choix du type de joint.....	141
X.4.2.Calcul des souffles du joint de chaussée.....	141
Détermination du souffle.....	141
Rotation d'extrémité sous chargement.....	142
Dilatation thermique.....	142
Souffle sismique.....	143
IX.5 Le revêtement du tablier.....	144
IX.5.1 Couche d'étanchéité.....	144
IX.5.2 Couche de roulement.....	144
IX.6 Dispositifs retenue.....	144
IX.6.1 Le garde-corps.....	144
IX.6.2 Corniches.....	144
IX.6.3 Evacuation des eaux.....	145
IX.7 Autres équipements.....	145
Conclusion générale.....	146

Liste des figures

Figure I.1: Situation du projet V5.....	3
Figure I.2: Représentation du tracé en plan sur la carte topographique.....	4
Figure I.3 : Profil en long de la voie portée.....	4
Figure I.4: profil en travers du l'ouvrage.....	5
Figure I.5 : Topographie du site.....	5
Figure I.6: Section géotechnique du Viaduc V5.....	7
Figure II.1: Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante.....	15
Figure II.2 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la clé.....	15
Figure II.3 : Coupe transversale du voussoir sur culé sur pile.....	17
Figure III.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	27
Figure III.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	27
Figure III.3 : Acier actif ou toron.....	29
Figure III.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers actifs de précontrainte.....	30
Figure III.5 : Diagrammes des contraintes déformations des aciers passifs de précontrainte.....	31
Figure III.6 : Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de la charpente.....	33
Figure IV.1 : Profil en long d'un tablier construit en encorbellements successifs.....	35
Figure IV.2 : dimensions des différents composants de voussoir sur pile et sur culée.....	37
Figure IV.3 : Gousset supérieur.....	39
Figure IV.4 : gousset inférieur.....	40
Figure IV.5 : Dimensions des différents composants de voussoir sur pile et sur culée.....	40
Figure IV.6: Variation de la hauteur de la travée de rive.....	42
Figure IV.7: Variation de la hauteur de la travée de rive.....	43
Figure IV.8 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	43
Figure V.1 : les différentes travées de pont.....	53
Figure V.2 : les différents cas du placement de la charge A(L) sur le tablier.....	53
Figure V.3: Dimensions de surcharge B_c	55
Figure V.4 : Dimensions de surcharge B_t	58
Figure V.5 : Dimensions de surcharge B_r	59
Figure V.6: Dimensions de surcharge M_{c120}	60
Figure V.7 : les dimensions du système D_{240}	61
Figure VI.1 : Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 1.....	68
Figure VI.2 : Construction sur cintre du tablier proche à la culée 1.....	69

Liste des figures

Figure VI.3 : Construction sur cintre du tablier proche à la culée 2.....	69
Figure VI.4 : Construction des voussoirs du clavage.....	70
Figure VI.5 : Travail de finition.....	70
Figure VI.6 : Charges appliquées au fléau	71
Figure VI.7 : Efforts due au poids propre du demi-fléau.....	72
Figure VI.8 : Surcharges réparties de chantier Q_{PRA1}	73
Figure VI.9 : Surcharges concentrées Q_{PRA2}	74
Figure VI.10 : Surcharges de l'équipage mobile Q_{PRC1}	74
Figure VI.11 : Surcharges du vent Q_w	75
Figure VI.12 : Effets due à la force accidentelle.....	75
Figure VI.13 : Combinaisons en situation temporaire.....	77
Figure VI.14 : Combinaisons accidentelles.....	77
Figure VI.15 : Combinaison les plus défavorables.	77
Figure VI.16 : Modélisation du tablier.....	78
Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissant.....	79
Figure VII.1 : Espacement entre les câbles.....	86
Figure VII.2 : Câblage du voussoir en élévation.....	88
Figure VII.3 : Trace en plan d'un câble du fléau.....	91
Figure VII.4 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension	93
Figure.VII.5 : Diagramme des tensions avant et après ancrage.....	95
Figure VIII.1 : Modélisation des voussoirs.....	118
Figure VI.2 : la combinaison la plus défavorable a l'ELU	121
Figure VI.3 : la combinaison la plus défavorable a l'ELS.....	122
Figure IX.1 : Fonction d'un appareil d'appui.....	132
Figure IX.2: Appareil d'appui en béton.....	133
Figure IX.3 : Appareil d'appuis spéciaux.....	133
Figure IX.4 : Appareil d'appui en acier.....	133
Figure IX.5 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	134
Figure IX.6: Appareil d'appui en élastomère fretté.....	134
Figure IX.7 : Constitution type d'un appareil d'appui.....	135
Figure IX.8 : Dimension des couches d'appareil d'appui.....	135
Figure IX.9 : Contraintes de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations.....	138
Figure IX.10 : Les dimensions de l'appareil d'appui.....	139

Liste des figures

Figure IX.11 : Dimensions du dé d'appui.....	140
Figure IX.12 : Définition du souffle.....	141
Figure IX.13 : Rotation d'extrémité sous chargement.....	142
Figure IX.14 : Joint du type Wd160 (souffle moyen).....	143
Figure IX.15 : Les équipements du pont.....	145

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Niveau de la nappe phréatique par rapport au terrain naturel.....	6
Tableau III.1 : Estimation des modules de déformations du béton de la superstructure et l'infrastructure.....	28
Tableau III.2 : Caractéristiques du béton de la superstructure et infrastructure de l'ouvrage..	28
Tableau III.3 : Caractéristiques de la résistance de l'acier de la charpente.....	33
IV.1 : les différentes caractéristiques des voussoirs.....	45
Tableau V.1 : Classification des ponts	48
Tableau V.2 : Valeur de coefficient a_1	52
Tableau V.3 : Valeur de V_0	52
Tableau V.4: Valeurs de la charge $A(L)$ pour chaque cas.....	54
Tableau V.5: Valeurs de b_c en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée..	55
Tableau V.6 : Estimation de la charge B_c	56
Tableau V.7 : Calcul des valeurs de S ; δ et pour les différents cas de charge B_c	57
Tableau V.8: Valeur du coefficient b_t	58
Tableau V.9 : Estimation de la charge B_t	58
Tableau V.10: Les valeurs B_t pour chaque cas de charge.....	59
Tableau V.11 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_r	59
Tableau V.12 : Estimation de la charge Mc_{120}	61
Tableau V.13: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc_{120}	61
Tableau V.14 : Coefficient d'accélération de zone A.....	65
Tableau V.15 : Valeurs des coefficients de majoration.....	65
Tableau V.16 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.....	65
Tableau VI.1 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau.....	76
Tableau VI.2 : la somme des moments fléchissant et des efforts tranchent.....	76
Tableau VII.1: les caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte.....	82
Tableau VII.2 : Câbles de fléau.....	86
Tableau VII.3 : Nombre de câbles de fléau par gousset.....	86
Tableau VII.4 : Paramètres du tracé en plan des câbles.....	90
Tableau VII.5. Paramètres du tracé en plan des câbles.....	92
Tableau VII.6 : Pertes dues au frottement.....	94
Tableau VII.7 : Pertes dues au recul d'ancrage.....	96
Tableau VII.8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	97
Tableau VII.9 : Pertes de tension due au fluage du béton.....	99

Liste des tableaux

Tableau VII.10 : Pertes de tension due à la relaxation de l'acier.....	100
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes de demi-fléau.....	102
Tableau VII.12 : Câbles de continuités de la travée intermédiaire.....	103
Tableau VII.13. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire).....	104
Tableau VII.14. Câbles de continuités de la travée de rive.....	104
Tableau VII.15. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).....	105
Tableau VII.16. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire).....	106
Tableau VII.17. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire).....	107
Tableau VII.18. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire).....	108
Tableau VII.19. Pertes de tension due au fluage du béton (travée intermédiaire).....	109
Tableau VII.20. Pertes de tension due à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire).....	110
Tableau VII.21. Pertes dues au frottement (Travée de rive).....	111
Tableau VII.23. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive).....	111
Tableau VII.24 : Pertes de tension due au fluage du béton (Travée de rive).....	112
Tableau VII.25. Pertes de tension due à la relaxation de l'acier (Travée de rive).....	112
Tableau VII.26. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).....	113
Tableau VII.27. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire).....	114
Tableau VII.28 : Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive).....	115
Tableau VII.29. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).....	116
Tableau VIII.1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....	121
Tableau VIII.2 : Moment de la section transversale.....	122
Tableau VIII.3 : Ferrailage du voussoir.....	128
Tableau VIII.4 : Ferrailage du voussoir.....	128
Tableau VIII.5 : Vérification de l'effort normal.....	129

Résumé

On se propose d'étudier dans ce mémoire le tablier d'un viaduc routier à poutre caisson en béton précontraint. L'ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou et il fait partie des multiples ouvrages qui ont été réalisés dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest.

Cet ouvrage d'une longueur total de 110m est réalisé en 3 travées dépendantes (système Hyperstatique) en poutres caisson en béton précontraint préfabriqué.

Une justification de la variante choisie a été faite, suivie d'étude détaillée sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant la superstructure de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement. Un traitement numérique de modélisation et de calcul a été réalisé grâce au logiciel ROBOT.

Les résultats ainsi obtenus sont traduits par un ferrailage adéquat des différents éléments composant de tablier.

Mots clés : poutre caisson, béton précontraint, modélisation, ROBOT

Introduction générale

Introduction générale :

Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation.

Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme national pour réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre d'améliorer nos connaissances.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont en voussoirs implanté à la commune de Draa El-Mizan sur la RN25.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la le chapitre **I** et **II** présentation de l'ouvrage et conception générale, chapitre **III** les matériaux utilisées, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir dans le chapitre **IV** la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde notre ouvrage choisi.

Par la suite nous allons aborder dans le chapitre **V** les différentes charges et surcharges appliquées sur le tablier.

Et dans le chapitre **VI** nous allons faire une étude longitudinale du tablier avec une modélisation exacte réalisé principalement à l'aide du logiciel de dimensionnement des structures **ROBOT**

Une étude assez complexe de la précontrainte hyperstatique sera abordé dans le chapitre **VII** avec un dimensionnement et des vérifications conduites manuellement conformément aux règles **BPEL99** et **BAEL99**.

Dans le chapitre **VIII**, le mono caisson à deux âmes sera étudié transversalement avec prise en compte de tous les détails à l'aide du logiciel **ROBOT**.

On termine avec les équipements du tablier et l'appareil d'appuis dans les chapitres **IX**.

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I.1- Introduction :

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle, sa conception nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature pour garantir la sécurité des personnes qui l'emprunte.

Dans ce chapitre nous allons présenter notre projet, son implantation, les essais effectués, définir son objectif, l'obstacle franchi, ainsi que les profils spécifiques de ce projet.

I.2- Présentation du projet :**I.2.1- Objectif du projet :**

Le présent projet porte sur l'étude et la conception d'un viaduc V5 de 110m, reliant la Wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia, l'ouvrage est situé au pk 15+450, implanté entre deux versants de montagne, franchissant une zone montagneuse.

I.2.2- Situation du projet :

L'ouvrage d'art (Viaduc) V5 situé dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est Ouest, plus précisément au niveau d'Ait Yahia Moussa Daira de Draa El Mizan, du PK 15+425 au PK 15+533.



Figure I.1: Situation du projet V5.

I.2.3- Obstacle à franchir :

L'obstacle sur le quel notre projet va être conçu représente un ravin de 60m de profondeur, qui abrite un cours d'eau dans un lit de 3m de largeur.

I.2.4- Caractéristiques de l'ouvrage :

Longueur : 110m.

Largeur du tablier : 13.8m.

Pente : 0.05%.

I.3- Données du projet :**I.3.1- Données fonctionnelles:****I.3.1.1- Tracé en plan :**

L'ouvrage est un pont linier qui présente une longueur de 110 m.

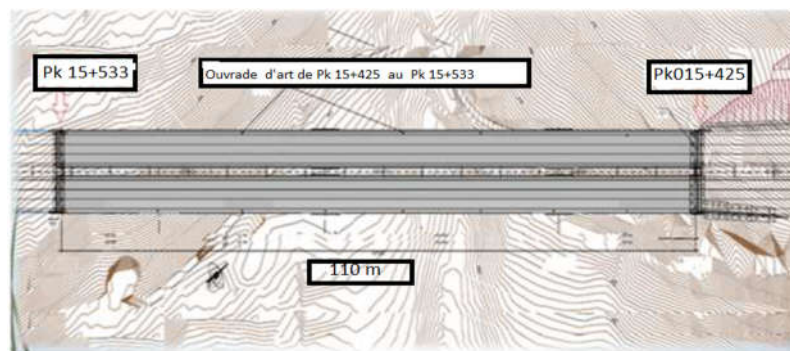


Figure I.2: Représentation du tracé en plan sur la carte topographique.

I.3.1.2- Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation du tracé en plan

Le tracé de la route présente une pente de 0.05% dans le sens du PK.

La hauteur des piles de l'ouvrage sont :

La hauteur de la première pile est de 18.70 m

La hauteur de la deuxième pile est de 17.40 m

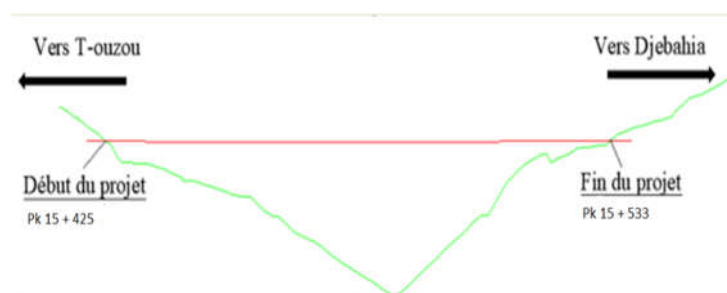


Figure I.3 : Profil en long de la voie portée.

I.3.1.3- Profil en travers :

C'est une coupe transversale de l'ouvrage, définissant la géométrie et les équipements de la voie suivant son épaisseur.

Le tablier de largeur 13.8m, comprend :

Trois (3) voies de circulation de 3.5m de largeur.

Deux (2) bandes d'arrêts d' 1 m de largeur.

Deux (2) trottoirs 0.65 m.

Avec un devers de 2.5%

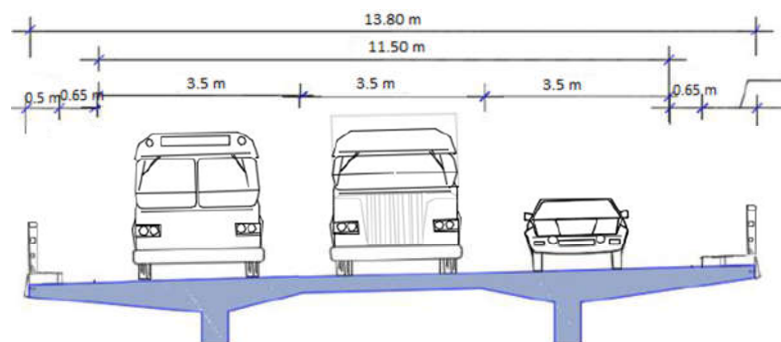


Figure I.4: profil en travers du l'ouvrage

I.3.2- Données naturelles :

I.3.2.1- Topographie :

En se basant sur le levé topographique et la visite du site, on peut dire que l'ouvrage est situé dans une zone montagneuse caractérisée par une topographie escarpée et sera implanté entre deux versants de montagne traversé par un talweg.



Figure I.5 : Topographie du site.

I.3.2.2- Géotechnique :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel (donnée par l'entreprise) , la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Pour cela plusieurs essais géotechniques ont été effectués sur site (essais in situ) et essai au laboratoire réalisé par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P), qui sont les

❖ Essais in situ :

4 sondages carottés pressiométriques (C1, P1, P2, C2) et des piézomètres ont été implanté par le représentant de l'entreprise de réalisation **ENGOA**.

- Les sondages carottés ont montré la présence des micaschistes légèrement fracturées, surmontées par des argiles schisteuses et caillouteuses, le tout est recouvert par des remblais et des dépôts des pentes.
- Les sondages pression métriques ont montré que le sol présente une faible résistance en surface au contact des argiles, cette résistance augmente avec la profondeur.

D'après la pression limite ($P_l=4.3$ MPA) et le module pressiométrique ($E_p =233.64$ MPA) donnés par les sondages pressiométriques, le sol a été classifié tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2 (Site ferme).

Les piézomètres ont été posés afin de relever le niveau de la nappe phréatique, les résultats sont donnés dans le tableau si dessous :

Sondage au PK	PK 15+425	PK 15+448	PK 15+501	PK 15+533
Profondeur de la nappe phréatique	-6,70m	-6,40 m	-12,80 m	-10,70 m

Tableau I.1 : Niveau de la nappe phréatique par rapport au terrain naturel.

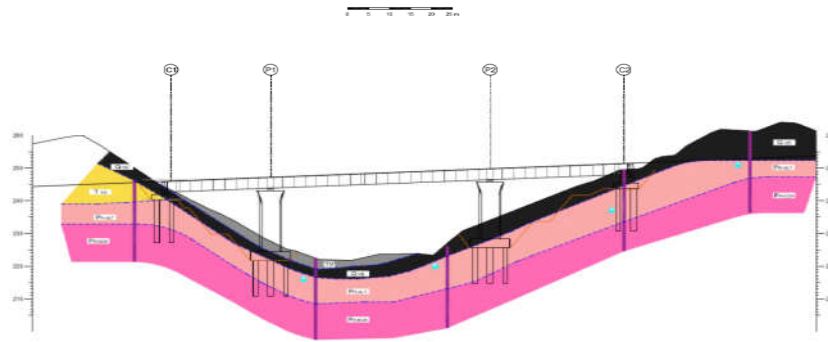


Figure I.6: Section géotechnique du Viaduc V5

Avec : TV : Terre végétale.

TIG : Calcaire cristallin.

QCE : Argiles d'altération.

PR – ALT : Micaschiste altères et fragmentes et Argiles indurée.

PR-SCH : Micaschiste prélevé sous forme de sable.

❖ Essais au laboratoire :

Les échantillons paraffinés prélevés des sondages réalisés ont fait l'objet des essais de laboratoire pour déterminer la caractéristique géotechnique suivante :

❖ Essais physiques :

- Paramètres physiques: poids volumique humide et sec, teneur en eau naturel, degré de saturation.
- Paramètres d'identification : limite de liquidité, limite de plasticité, indice de plasticité.

❖ Essais mécaniques :

- Essai de résistance au cisaillement : la cohésion C_{uu} , l'angle de frottement θ_{uu} .
- Essais de résistance à la compression: résistance à la compression.
- Essai de compressibilité a l'odométrie : contrainte de consolidation, indice de compression, indice de gonflement, pression de gonflement.

❖ Analyse chimique.

I.3.2.3- Sismicité du site :

Un séisme provoque un déplacement aux fondations de l'ouvrage, ce dernier peut être significatif si on néglige l'effort sismique lors de l'étude de l'ouvrage.

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Selon **RPOA 2008** c'est une zone de sismicité moyenne zone **IIa**. L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (pont important selon art.2.2), le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0,2$.

I.3.2.4- Données climatiques**❖ Température :**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle à son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui, La Wilaya de Tizi-Ouzou connaît :

Durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.

En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

❖ Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le **RCPR** à une surcharge répartie de :

125Kg/m² en cours de réalisation.

200Kg/m² en service.

❖ 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).

I.3.2.5- Hydrologie

Il s'agit d'une région où les précipitations sont d'environ 776mm annuellement, il est aussi important de mentionner qu'il y'a un cours d'eau, et rarement de la neige car l'altitude est de 161m.

Conclusion :

La collecte des données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape importante qui nous permet de cerner sa conception. Cette description sommaire est en partie basée sur les plans donnés par l'entreprise d'accueil «**ENGOA**».

CHAPITRE II : Conception générale

II.1 Introduction :

La conception d'un pont est une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager, afin de faire le choix du type de pont le plus approprié.

La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience

II.2 Critères de choix du type d'ouvrage :

L'objet principale dans cette conception est la proposition de plusieurs variantes peuvent être envisagé tout en suivant certains critères selon :

- La voie portée : pont route, pont rails, aqueducs.....).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- Leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La méthode de construction du tablier.
- La disposition en plan : droits, courbe ou biais.

Afin de commencer le pré dimensionnement des variantes, Il est important de mettre au point un résumé de paramètres fondamentaux qui influent sur le choix du type d'ouvrage qui sont les suivants :

- Le positionnement des piles.
- La nature du sol où sera faite l'implantation de l'ouvrage.
- L'obstacle à franchir.
- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers).
- Le gabarit de l'ouvrage.
- La possibilité d'exécution.

II.3 Proposition des variantes :

On propose en premier lieu 3 variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- **Variante N°1** : Ponts à poutres précontraintes du type **VIPP**.
- **Variante N°2** : Pont mixte.
- **Variante N°3** : Pont vousoirs en béton précontraint à section variable.

II.3.1 Variante N°1: Pont à poutres précontraintes du type VIPP :

Les ouvrages de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à poutres précontraintes préfabriquées par post-tension) ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession des travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

Ce sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

II.3.1.1 Implantation de l'ouvrage (Conception longitudinale) :

Pour l'implantation de cette variante, on propose à réaliser 3 travées identiques de 35 m. La longueur totale de pont est de 110 m, avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer les appareils d'appuis.

II.3.1.2 Pré-dimensionnement des poutres (Conception transversale) :

Pour le pré-dimensionnement de pont VIPP on utilise le guide SETRA (Le guide SETRA suivant : Ponts à poutres en béton précontraint par post-tension (VIPP)-guide de conception) :

1. La hauteur de tablier :

L'élancement habituel se situe aux environs entre 1/16 et 1/23 de la portée

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H \leq \frac{L}{20} + 0.5 \implies 1.52 \leq H \leq 2.18$$

Alors On prend : $H=2$ m

2. Espacement des poutres :

L'espacement des poutres est dans notre cas égal à 1.60 mètres.

$$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$$

3. Epaisseur de la dalle :

Epaisseur de la dalle varie généralement entre 20 et 30 cm (d'après le guide SETRA)

Alors on prend : $e = 25$ cm

4. Retombée des poutres :

Cette hauteur se déduit directement en tranchant de la hauteur du tablier celle de l'hourdis (table de compression) :

Hauteur poutre = hauteur tablier - hauteur hourdis

$$H_p = H_t - H_h = 2 - 0.30 = 1.7 \text{ m}$$

Alors : $H_p = 1.7 \text{ m}$

5. Epaisseur d'âme E_A :

Epaisseur des âmes en zone courantes :

L'épaisseur de ces âmes peut être réduite au strict minimum et descendre couramment à 20 cm ou 22cm

Alors on la prend : 30cm.

Epaisseur des âmes en zone d'about :

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant

Alors on la prend à 50cm.

La variation de l'épaisseur se fait de manière progressive pour ne pas avoir de concentration de contraintes

6. Nombre de poutres :

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1$$

Avec : N : nombre de poutres.

La : entraxe entre deux poutres de rive

λ : L'écartement entre les poutres

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{12.5}{1.60} + 1 = 8.9$$

Alors : $N = 9$ Poutre

7. Table de compression :

La largeur de table de compression :

elle dépend juste de la hauteur des poutres qui est supérieur ou égale à 0.6 fois la hauteur de la poutre ($0.6 \times H_p \leq b \leq 0.7 \times H_p$) donc elle est égale à 1.2m

L'épaisseur de la table de compression :

Est entre 10 cm et 15 cm ($10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$) on la fixe dans la moyen et on le prend 12cm.

L'épaisseur de la table de compression à la jonction avec le gousset d'âme est majorée par rapport à l'épaisseur de la table de compression d'environ 5cm, donc on la prend 15 cm.

Dimension du gousset de la jonction table de compression et âme a une inclinaison de 42°.

8. Le talon :

La largeur des talons est donnée par la formule suivante : $b_t = (I \times L^2)/(h_t^2 \times K)$

Avec : $1100 \leq K \leq 1300$

I: la largeur du tablier

L: Portée de la travée

H_t: hauteur total de tablier

On trouve : $3.29 \leq b_t \leq 3.89$; on prend : $b_t = 3.8m$.

Donc la largeur d'un talon est égale à $3.8/7 = 0.6m$ avec 9 le nombre de poutres.

Epaisseur du talon est entre 10cm et 20cm on la prend 15cm.

Dimension du gousset de la jonction talon et âme a une inclinaison de 50°.

II.3.2 Variante N°2: Pont Mixte Bipoutre :

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé.

Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements.

II.3.2.1 Implantation de l'ouvrage (Conception longitudinale) :

Concernant le profil en long de cette variante, on opte à réaliser un pont contient 3 travées non identique, 1 travée principale de 46 m et 2 travées de rives de 32.10 m, dont la longueur totale est de 110 m. par la suite on préconise de mettre un système hyperstatique, afin de rendre la superstructure comme une seule poutre reposée sur des appuis dans chaque pile.

II.3.2.2 Pré dimensionnement des poutres (Conception transversale):

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en «I» soudés en usine, leurs pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA.

On va adopter des poutres de longueur $L = 46 m$

$$\text{Hauteur } d : d = \frac{L}{25} = \frac{46}{25}$$

Alors : $d = 1.8 m$

Epaisseur t_s (en travée) : $12\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$

Alors : $t_s = 15\text{mm}$.

Epaisseur t_s (sur appui) : $20\text{mm} \leq t_s \leq 40\text{mm}$

Alors : $t_s = 25\text{mm}$.

Epaisseur t_i (en travée) : $20\text{mm} \leq t_i \leq 40\text{mm}$

Alors : $t_i = 25\text{mm}$.

Epaisseur t_i (sur appui) : $30\text{mm} \leq t_i \leq 60\text{mm}$

Alors : $t_i = 35\text{mm}$.

Largeur b_s : La largeur b_s de la semelle supérieure et la largeur b_i de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes, lorsque la portée L varie de 30 à 100 m.

$$b_s = \frac{1}{7}(40 \times L + 1600) = \frac{1}{7}(40 \times 46 + 1600) = 488.48\text{mm}$$

Alors : $b_s = 500\text{mm}$

Largeur b_i : $500\text{mm} \leq b_s \leq 1200\text{mm}$

Alors : $b_i = 600\text{mm}$.

Détermination de l'épaisseur t_w : L'épaisseur de l'âme, notée t_w , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs

Alors : $t_w = 15\text{mm}$.

Nombre de poutres : le nombre de poutres est déterminé par la relation suivante :

$$N = \frac{L_a}{D} + 1 \quad \text{avec } D : \text{longueur d'entretoise}$$

Selon SETRA : Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m, l'écartement des poutres se situe entre 0,50 et 0,55 fois la largeur totale du tablier.

Pour notre cas : $L_a = 12.5\text{m}$; $D = 4.5\text{m}$

$$\text{Donc : } N = \frac{12.5}{4.5} + 1 \text{ Alors : } N = 4 \text{ poutre}$$

Epaisseur de la dalle : $20\text{cm} \leq e_m \leq 24\text{cm}$.

Alors : $e_m = 21\text{cm}$

II.3.3 Variante N°3: Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent, elle

présente l'avantage de pouvoir réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étais en contact avec le sol) .Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.

II.3.3.1 L'implantation de l'ouvrage (Conception longitudinale) :

Pour cette variante, on opte pour la réalisation de 3 travées, une travée médiane de 52.30 m de longueur et deux travées de rive de 23.80m et 31.90m de longueur, d'où la longueur est de 108 m.

La mise d'un système hyperstatique est nécessaire, afin de l'encastrer au niveau des piles.

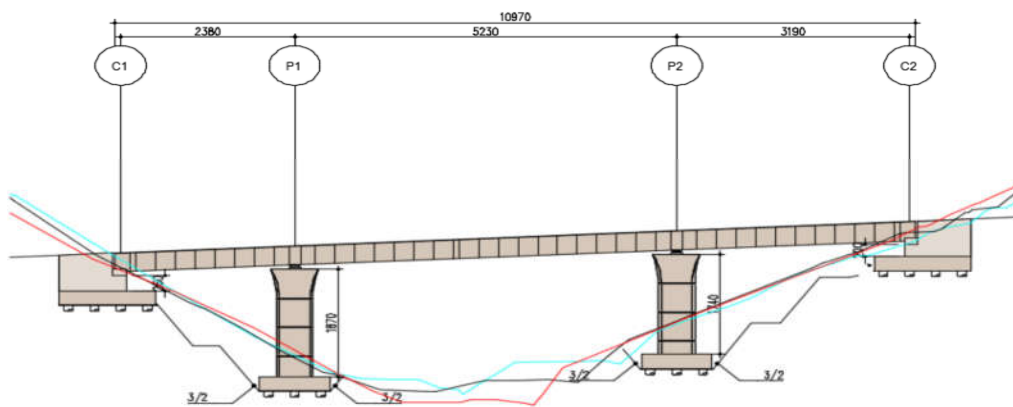


Figure II.1: Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante

II.3.3.2 Pré dimensionnement (Conception transversale) :

Dans cette étape, en se basant sur le guide SETRA, nous allons donner le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La figure ci-dessous précise les notations qu'on va utiliser pour pré-dimensionner cette Variante.

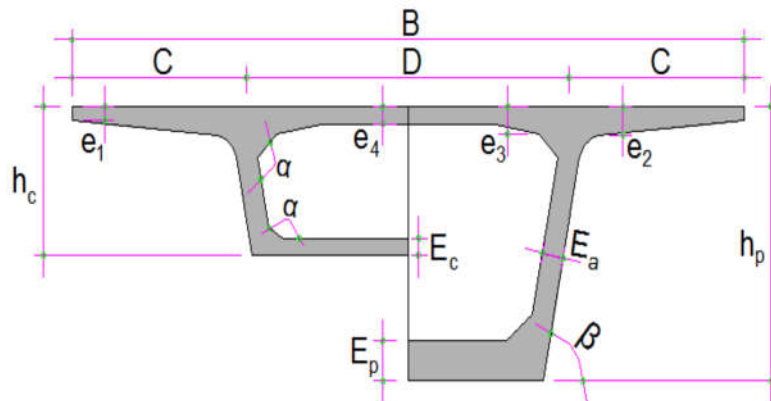


Figure II.2 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la clé.

1. Hauteur du voussoir :

Sur pile H_p : dans le cas courant, la hauteur sur pile est comprise entre $\frac{L}{16}$ et $\frac{L}{18}$; $L= 110$ m

Alors : $H_p= 4.5$ m.

Sur culée H_c : la hauteur du voussoir sur culée est comprise entre $\frac{L}{30}$ et $\frac{L}{35}$; $L= 110$ m

avec un minimum de 2.20 m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

Alors : $H_c= 4.5$ m.

2. Hourdis supérieur :

Pour une largeur de tablier égal à $B = 13,8$ m, le choix sera porté sur un caisson simple à deux (2) âmes (monocellulaire). Ces dernières sont implantées au quart de la largeur de caisson.

$$C = \frac{B}{4} = \frac{13,80}{4} = 3,45 \text{ m} \quad \text{avec } C : \text{ monocellulaire.}$$

Alors : $C = 3,45$ m

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité

Alors : $e_1=25$ cm.

L'épaisseur e_2 à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionne,

Alors : $e_2=45$ cm.

L'épaisseur à mi- travée e_4 est égale à $\frac{D}{25}$ ou $\frac{D}{30}$ avec $D = 6.9$ m

Alors : $e_4=25$ cm à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi- portée.

À l'encastrement, la valeur e_3 est estimée en mètre à $e_3=0.10+\frac{D}{25}$, avec $D=B - 2 \times C$

Alors : $e_3=38$ cm.

On doit aussi vérifier la relation $e_3 > e_2 - 0.10$ m et $e_3 > 1.5 \times e_4$.

Alors : $e_3 = 38$ cm.

3. Epaisseur des âmes :

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de piles. Les parements des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adopter est comprise entre 10% et 30%.

II.4 Choix de la variante :

Dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème n'est pas unique, mais en général un choix plus précis peut être fait, qui doit permettre de fixer définitivement la conception d'ensemble de l'ouvrage, ce choix n'est pas pris au hasard, il doit être étudié avec beaucoup de soin que par des ingénieurs expérimentés, possédant une solide culture technique dans le domaine. Afin de satisfaire certains critères et exigences. Ce que n'est pas le cas pour nous mais on a essayé au maximum de rassembler des informations de différents secteurs (bureau d'étude, entreprise,...).

II.4.1 Différents critères :**a. Efforts dans la structure :**

Variante N°1 : selon le guide SETRA, la réaction d'appuis par poutre varie de 100 à 150 tonnes pour des portées de 30 à 40m, donc les descentes de charges provenant du tablier sont relativement importantes. Toutefois, les piles doivent avoir des dimensions importantes pour pouvoir reprendre des sollicitations importantes.

La reprise des efforts n'est pas un réel problème pour la structure.

Variante N°2 : Contrairement à la variante N°1, la descente de charges provenant du tablier est moins importante. Mais Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquences élevées, ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue.

Variante N°3 : Le poids propre important développe des efforts dans la structure d'une intensité très importante qu'il fallait reprendre en utilisant la précontrainte d'une manière très intense.

b. Efforts dans les fondations :

Variante N°1 : Les fondations sont sollicitées d'une manière très importante à cause du poids très important de l'ouvrage et aussi de la faible portance du sol de fondation.

Variante N°2 : Les fondations sont sollicitées par des efforts très raisonnables à cause de la légèreté de tablier.

Variante N°3 : Les ponts construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des efforts très importants, ce qui implique des fondations importantes.

c. Intégration dans le paysage :

Variante N°1 : Le fait d'avoir un très grand nombre de piles dans un site agricole est très pénalisant pour le site et rend vraiment le paysage non agréable.

Variante N°2 : De même que la variante N°1.

Variante N°3 : Le pont construit en encorbellement successif à hauteur variable présente un avantage esthétique que les usagers apprécient. La réduction de nombre de piles ramène à créer des ouvertures importantes ce qui donne un paysage harmonique.

d. Mode de construction :

Pour le pont construit en encorbellement la construction de piles s'avère un peu facile par rapport aux autres variantes à cause de son nombre diminué. Concernant le tablier du pont en encorbellement coulé sur place sans contact avec le sol, présente un avantage très bénéfique par rapport aux autres variantes, dans notre cas où les conditions de navigation dans le site sont très difficiles et la brèche profonde.

e. Le coût global :

La quantité des matériaux utilisés lors de construction est très importante pour les deux premières variantes, en vue de leurs nombres de piles importants et hauts. Ainsi, le nombre important des poutres, fondations et pieux. Ils rendent le coût global très important.

II.5- Analyse multicritère :

Dans ce qui va suivre, nous allons faire une analyse multicritère qui consiste à dégager les avantages et les inconvénients de chaque variante, pour but d'en tirer la meilleure variante.

Variante N°1 :**❖ Les avantages:**

Les avantages de ce type d'ouvrage se résume dans :

Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages.

Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.

La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.

Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales.

Coût d'entretien relativement faible.

❖ Les inconvénients

Les inconvénients de ce type d'ouvrage se résume dans :

Les Viaduc à travées Indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) présentent un inconvénient aux niveaux de talons, ils sont plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.

Le risque de fluage différentiel peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme

Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux.

Nombre d'appuis est très important et par conséquent le coût total de l'ouvrage.

Un dispositif nécessaire et spécial pour la mise en place des poutres.

Variante N°2 :**❖ Les avantages:**

Les avantages de ce type d'ouvrage se résume dans :

Les ponts mixtes sont caractérisés par leur légèreté, alors la diminution des nombres des pieux et aussi des sections des poutres simplifiées

Les ponts métalliques ont une très bonne résistance à la traction.

Franchir des portées importante peuvent y aller jusqu'à 110 m.

Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.

❖ Les inconvénients:

Les inconvénients de ce type d'ouvrage se résume dans :

Le coût est plus élevé.

Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).

Une petite durée pour effectuer des entretiens périodiques.

Sensible aux tassements différentiels.

Variante N°3 :

❖ les avantages:

Les avantages de ce type d'ouvrage se résume dans :

Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit notre tablier sans contact avec le sol.

La suppression des cintres et échafaudages très couteux vu la grande hauteur de la brèche.

Réduire le nombre des appuis à réaliser.

Faciliter la construction du tablier sur le profil en long et le tracé en plan et de lui donner des différentes géométries.

La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.

La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.

Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

Eviter la construction des appuis très large, cas des ponts poutres.

❖ les inconvénients:

Les inconvénients de ce type d'ouvrage se résume dans :

Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes

L'ouvrage constitue un système hyperstatique, sensible aux tassements différentiels.

Le découpage du tablier en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.

L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement aux accès au chantier.

Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importante.

L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.

Conclusion :

Grace à l'analyse multicritères des 3 variantes du pré-dimensionnement de l'ouvrage, nous allons opter pour la variante N°03, qui fera l'objet de l'étude définitive de notre projet.

C'est elle qui s'adapte le mieux au site, et qui est de loin la variante la plus esthétique.

CHAPITRE III: Caractéristique des matériaux

III.1-Introduction

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

III.2- Normes et règles de calcul :

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

Règles B.P.E.L 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Guide SETRA.

III.3- Les logiciels utilisés :

Autocad 2016

Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016

III.4- Caractéristiques des matériaux :

III.4.1- Béton :

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répandu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vue constructif et architectural, il est employé couramment dans :

Les bâtiments industriels civils.

Les centrales thermiques et nucléaires.

Les constructions hydrauliques.

Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs,...

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

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

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les Contraintes de traction engendrées par les charges.

1.1 Dosage :

Le dosage du ciment est de l'ordre de 380 kg/m³ CPA 325, avec un contrôle strict

1.2 La densité :

La masse volumique de béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

III.4.1.1 La résistance caractéristique à la compression :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm² et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"), est notée **fc₂₈** et s'exprime en Méga Pascal MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

Les résistances à la compression à différents âges de «j» jours, «j» différent de 28.

La résistance à la traction à différents âges.

Le module de déformation longitudinale du béton.

Le règlement du **BAEL** et **BPEL**, donne des lois d'évolution de **fc_j** (résistance en compression à «j» jours) en fonction de l'âge «j» en jours comme suit :

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{c_j} = \begin{cases} \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c_{28}} & \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40\text{MPa} & \text{pour la superstructure} \\ \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c_{28}} & \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40\text{MPa} & \text{pour l'infrastructure} \end{cases}$$

❖ Pour un béton âgé de 28 jours et plus on considère que : **fc_j = fc₂₈**.

Le béton de notre ouvrage est caractérisé par :

$$f_{c_{28}} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 30\text{MPa} & \text{pour le béton de l'infrastructure} \end{cases}$$

III.4.1.2 La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression. Les règles du **BAEL** donnent la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j}$ MPa

- Pour notre ouvrage :

$$f_{tj} = \begin{cases} 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7\text{MPa} \text{ (pour caisson).} \\ 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4\text{MPa} \text{ (pour les appuis et les fondations).} \end{cases}$$

Avec : f_{t_j}, f_{c_j} : sont exprimées en MPa où N/mm^2 .

III.4.1.2.1 Contraintes admissibles :

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

2.1.1 Contraintes admissibles de compression :

L'ELU :

Selon l'Etat Limite Ultime, la contrainte admissible en compression du béton est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucuns points de l'ouvrage :

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1.15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Soit pour : $f_{c28} = 35\text{Mpa} \Rightarrow f_{bu} = 19.8\text{Mpa}$

$f_{c28} = 30\text{Mpa} \Rightarrow f_{bu} = 17.0\text{Mpa}$

Dans le cas des combinaisons accidentelles :

$f_{c28} = 35\text{Mpa} \Rightarrow f_{bu} = 25.9\text{Mpa}$

$f_{c28} = 30\text{Mpa} \Rightarrow f_{bu} = 22.17\text{Mpa}$

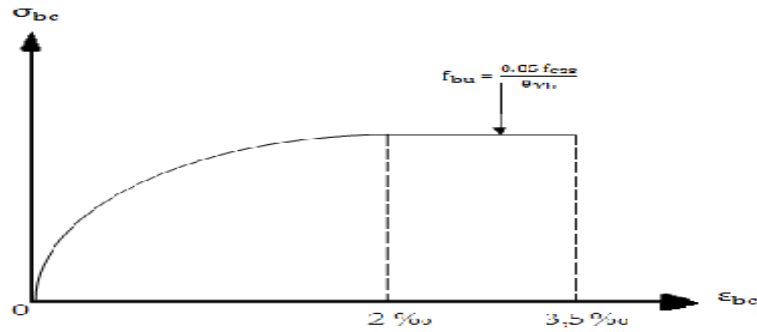


Figure III.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

L'ELS :

Selon l'Etat Limite de service la contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction (combinaison accidentelle).} \end{cases}$$

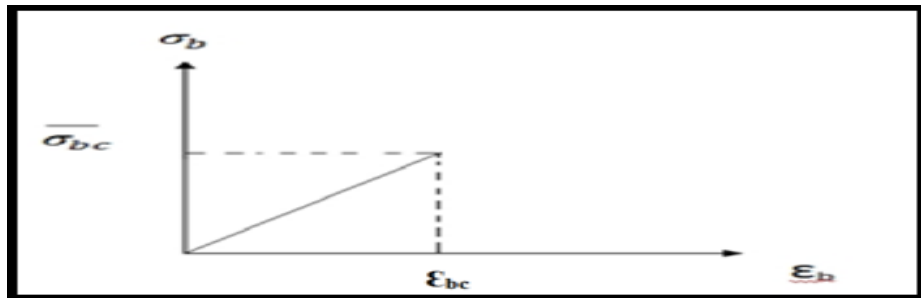


Figure III.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

La contrainte admissible en compression du béton vaut : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Soit pour : $f_{c28} = 35\text{Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 21\text{Mpa}$

$f_{c28} = 30\text{Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{Mpa}$

III.4.1.2.2 Module de déformation longitudinale du béton «E» :

Selon les règles **BAEL** on a :

2.2.1 Module de déformation instantanée du béton E_{ij} (inférieure à 24 h) :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de «j» jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du **BPEL** par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Pour notre ouvrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 35982 \text{MPa Pour le tablier} \\ E_{ij} = 34180 \text{MPa Pour les appuis et les fondations} \end{array} \right.$$

2.2.2 Module de déformation différée du béton E_{vj} (longue durée) :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Le module de déformation différée du béton à l'âge de «j» jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

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

Pour notre ouvrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 11993.92 \text{MPa pour le tablier.} \\ E_{vj} = 11393.18 \text{MPa pour les appuis et les fondations.} \end{array} \right.$$

	E_{ij} MPa	E_{vj} MPa
Superstructure	35982	12103
Infrastructure	34180	11497

Tableau III.1 : Estimation des modules de déformations du béton de la superstructure et l'infrastructure.

III.4.1.2.3 Module Déformation transversale du béton:

Elle est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$

Avec : **ν** : Coefficient de poisson.
 E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.

Coefficient de poisson :

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson « ν » prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \left\{ \begin{array}{ll} 0.2 & \text{Pour un béton non fissuré à l'ELS (Pour le calcul des déformations)} \\ 0 & \text{Pour un béton fissuré à l'ELU (Pour le calcul des sollicitations).} \end{array} \right.$$

Pour notre ouvrage, le béton utilisé a les spécificités suivantes :

Caractéristiques	Valeurs	
	Superstructure	Infrastructure
f_{c28}	35MPa	30MPa
f_{t28}	2.7MPa	2.4MPa
Type de ciment		
Dosage en ciment	380 Kg/m ³	350Kg/m ³
Contrainte admissible à la compression	ELS	21MPa
	ELU	19.83MPa
		17MPa

Tableau III.2: Caractéristiques du béton de la superstructure et infrastructure de l'ouvrage.

III.4.2- Les aciers :

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

Les aciers actifs (ou de précontrainte), qui créent et maintiennent la tension précontrainte sur 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 aciers actifs.

Les aciers de la charpente métallique.

III.4.2.1- Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.



Figure III.3 : Acier actif ou toron.

Fils : les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,5 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension).

Barre : sont des armatures rondes, lisses, courtes et droites de diamètre supérieur à 12.5mm. Elles sont utiles pour des applications spéciales comme les ancrages dans le sol.

Torons : un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et repartis en une couche autour d'un fil central.

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée le BPEL par la formule suivante :

$$\sigma_{p0} = \min (0.8 \times f_{prg} \text{ OÙ } 0.9 \times f_{peg})$$

Avec : f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte conventionnelle à 0.1%.

f_{peg} : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

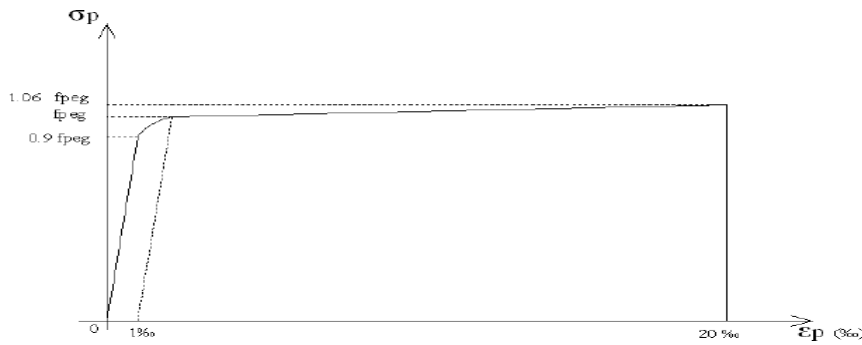


Figure III.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers actifs de précontrainte.

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

2.1.1 La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1%.

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de YOUNG

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

- $E_p = 200000\text{MPa}$ Pour les barres et fils.
- $E_p = 190000\text{MPa}$ pour les torons.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles 12T15s car ce type de câbles est réservé aux ouvrages des grandes portées comme le cas de notre pont.

2.1.2 Caractéristiques des câbles :

Câble de type : 12T15

Section d'un câble : $AP = 1680 \text{ mm}^2$.

Section droite d'un toron : $Ap \text{ 1 toron} = 140 \text{ mm}^2$

Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

Limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$.

Taux de relaxation garantie des câbles à 1000 heures: $\rho_{1000} = 2.5\%$

Module d'élasticité : $E_p = 190 \text{ 000 MPa}$.

Coefficient de recul d'encrage g 2 mm

Coefficient $\mu_0 = 0.43$ (très basse relaxation)

2.1.3 La tension à l'origine :

$$\text{Alors : } \begin{cases} \sigma_{p0} < \min (0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}) \text{ MPa.} \\ \sigma_{p0} < \min (1488 ; 1440) \text{ MPa.} \\ \sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa.} \end{cases}$$

2.1.4 Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{extérieur}} : 90 \text{ mm}$

2.1.5 Frottements :

Coefficient de frottement en courbe $f = 0.05 \text{ rad}^{-1}$

Coefficient de frottement en ligne $\phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

2.1.6 Classe de justification de la précontrainte :

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures

III.4.2.1- Aciers passifs :

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500, sa limite élastique égale à 500MPa.

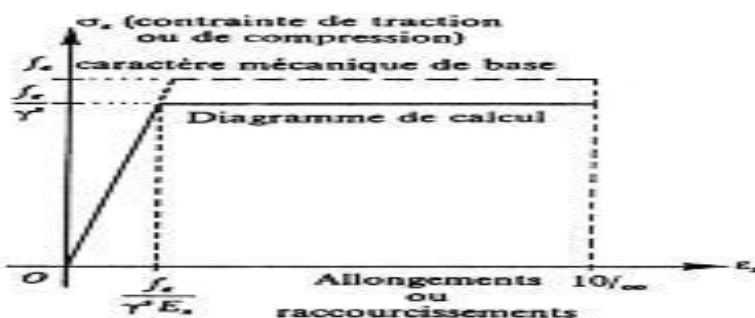


Figure III.5 : Diagrammes des contraintes déformations des aciers passifs de précontrainte.

Limite d'élasticité

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée «Fe»

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500.

Donc la limite d'élasticité $f_e = 500\text{MPa}$.

Contraintes limites à la traction à l'ELU:

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1.15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

D'où : $\sigma_s = \frac{500}{1.15}$

$\sigma_s = 434.782\text{MPa}$

Contraintes limites à la traction à l'ELS :

La contrainte limite à la traction σ_{st} dépend du type de fissuration :

Fissurations peu nuisibles :

$$\sigma_{st} \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \begin{matrix} \gamma_s = 1.15 & \text{Situ-Durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situ-Accidentelle} \end{matrix}$$

Fissurations préjudiciable : $\sigma_{st} = \max (f_e/2 ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$

Fissurations très préjudiciable : $\sigma_{st} = \max (2 \times f_e/5 ; 88\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour treillis soudés et ronds lisses RL.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour aciers à haute adhérence HA.} \end{cases}$$

III.4.3- Acier de la charpente métallique :

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, les entretoises, des diaphragmes de pile et de culée, des raidissements transversaux, des plaques, des remplissages de liaison,

Présentent les caractéristiques suivantes :

Type de profil	Type d'acier	Limite élastique F_x	Limite à la rupture F_u
Tôle et plaque ($e_p \leq 40\text{mm}$)	S355	355	510
Tôle et plaque ($40\text{mm} \leq e_p \leq 100\text{mm}$)	S335	355	500

Tableau III.3 : Caractéristiques de la résistance de l'acier de la charpente.

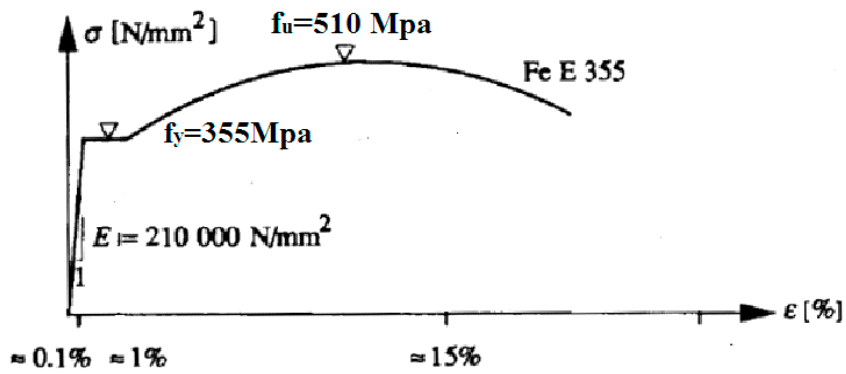


Figure III.6 : Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de la charpente.

CHAPITRE IV: Pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue

IV.1 Introduction

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

Le viaduc comporte deux travées de rive ayant respectivement les portées suivantes : 23.80 m et 31.90m et une travée intermédiaire (centrale) de 52.30 m

Le tablier se compose d'une poutre caisson, qui est divisée en plusieurs éléments que l'on appelle plus communément des voussoirs, Cette poutre caisson possède une hauteur variable et est réalisée en béton précontraint, elle repose sur deux piles avec des appareils d'appuis au niveau des culées.

IV.2 Dimensionnement longitudinal

IV.2.1 Distribution des travées

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

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

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

IV.2.2 Hauteur de la poutre selon SETRA

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

IV.2.3 Découpage en voussoirs :

Voussoir sur pile : 2.70 m (03 voussoirs)

Voussoir courant : 2.70 m (34voussoirs)

Voussoir sur culée : 2.70 m (02 voussoirs coulés)

IV.2.4 Hauteur du voussoir sur pile :

La hauteur sur pile h_p est comprise entre : $\frac{L}{16}$ et $\frac{L}{18}$

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

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

On prend : $h_p = 4.5$ m

IV.2.5 Hauteur du voussoir à la culée

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

La hauteur sur pile h_c est comprise entre $\frac{L}{30}$ et $\frac{L}{35}$

On prend : $h_c = 4.5$ m.

IV.2.6 Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme rectiligne à partir du voussoir sur la culée 1 à jusqu'à la culée 2, avec une hauteur stable.

IV.3. Dimensionnement transversal

IV.3.1 Choix d'une section transversale

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

- Une bonne résistance à la torsion provoquée par les importants porte-à-faux réalisés en cours de construction.
- Ces sections possèdent un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.
- Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées qui sont très importants au voisinage des appuis.

- Les membrures inférieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inférieur continu entre âmes qui va former une table de compression.
- Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien et le passage des canalisations de conduites diverses.

IV.3.1 Choix d'un type de caisson

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

Dans notre cas, la largeur du tablier B est de 13.80 mètre.

Notre choix se portera alors sur une section type mono-caisson à deux âmes.

Figure IV.2: Dimensions des différents composants de voussoir sur pile et sur culée.

IV.3.1.1 Entraxe des âmes D :

L'entraxe des âmes est égal à $\frac{B}{2}$; B étant la largeur du hourdis supérieur :

$$D = \frac{B}{2} = \frac{13.80}{2}$$

$$D = 6.9 \text{ m}$$

IV.3.1.2 Epaisseur des âmes E_a :

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

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

$$E_a \geq 0.26 \times \frac{L}{6} E_a \geq 0.26 + \frac{13.80}{6}$$

$$E_a \geq 0.5 \text{ m}$$

Les câbles de précontrainte choisis dans notre ouvrage sont du type 15T15E_a \rightleftharpoons =50cm

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

IV.3.1.3 Inclinaison des âmes α :

L'inclinaison adoptée est de 25 %, soit

$$\text{Tg}\alpha \leq \frac{L}{6} = 0.45$$

Donc : $\alpha = 24.22^\circ$

IV.3.1.4 Epaisseur de l'hourdis supérieur e_4 :

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

L'épaisseur à mi-travée e_4 est égale à $\frac{D}{25}$ ou $\frac{D}{30}$ avec $D = 6.9$ m

$$\frac{6.9}{25} \leq e_4 \leq \frac{6.9}{30} \quad 0.23 \leq e_4 \leq 0.27$$

On prendra : $e_4 = 25$ cm à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi-portée

Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité).

Alors : $e_1 = 25$ cm.

L'épaisseur e_2 à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionne,

Alors : $e_2 = 45$ cm.

À l'encastrement, la valeur e_3 est estimée en mètre à $e_3 = 0.10 + \frac{D}{25} = 0.376$

Alors : $e_3 = 38$ cm.

IV.3.1.5 Epaisseur de l'hourdis inférieur E_i :

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

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

L'épaisseur de l'hourdis inférieur E_i doit satisfaire à plusieurs conditions, qui sont :

La résistance à la flexion transversale.

Résister transversalement à la poussée au vide (solicitation des armatures vers les parements) due aux effets combinés de la compression de ce hourdis et de sa courbure

Posséder une rigidité suffisante par rapport à celle des âmes pour pouvoir considérer la section transversale comme indéformable

Logements, dans des conditions d'enrobages corrects, des câbles de continuités l'épaisseur de l'hourdis inférieur varie sur toute la longueur de la travée, en effet elle est minimale à la culée et maximale sur pile.

Sur pile E_p :

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

$$0.35 \text{ m} \leq E_p \leq 0.8 \text{ m} \text{ Alors } E_p = 80 \text{ cm.}$$

A la culée E_c :

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

$$E_c \geq \max \left(18\text{cm} ; 3\phi ; \frac{E_p}{3} \right) ; \text{ Alors : } E_c = 80 \text{ cm}$$

IV.3.1.6 Dimensionnement des goussets :

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

5.1 Gousset supérieur :

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

Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.

Ils abritent des câbles de fléau et assurent leur enrobage.

Ils permettent les déviations des câbles.

Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.

Figure IV.3 : Gousset supérieur

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

On prend : $h' = 50$ cm

$v' = 45$ cm

Donc : $\text{tg}\alpha = \frac{v'}{h'} = \frac{45}{50} = 0.9$

On prend : $\alpha = 42^\circ$

5.2 Gousset inférieur

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, le gousset inférieur doit aussi loger les câbles de continuité.

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

Figure IV.4 : gousset inférieur

On opte pour une inclinaison de $\text{tg}\alpha = \frac{v}{h}$

Avec : $h = v = 0.86$ m

Donc : $\alpha = 45^\circ$.

Le schéma suivant illustre les différentes caractéristiques géométriques du voussoir sur pile et sur culée.

Figure IV.5 : Dimensions des différents composants de voussoir sur pile et sur culée

IV.4 Caractéristiques géométriques des voussoirs :

On détermine les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et sur culée) et on divise le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires notées « i », cette façon de faire faciliter le travail.

On pose :

Y_{Gi} : Ordonnée de centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure

S_i : Aire de la section « i »

I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale

v' : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : $v' = H - Y_G$

v : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure : $v = Y_G$

ρ : Rendement géométriques de la section : $\rho = I_{Yi} / S \times v \times v'$

On rappelle que :

Pour une section rectangulaire : $I_{Gi} = \frac{c}{L}$

Pour une section triangulaire : $I_{Gi} = \frac{c}{3}$

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) : $Y = \frac{\sum y}{\sum s}$

$C = \rho \times v$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \times v'$: L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

4.1 Caractéristiques mécaniques des différents voussoirs

4.1.1 Caractéristiques mécaniques de voussoir sur pile :

$$S_p = 13.74 \text{ m}^2$$

$$I_{Yp} = 42.45 \text{ m}^4$$

$$V_p = 2.27 \text{ m}$$

$$V'_p = 2.28 \text{ m}$$

$$\rho_p = 0.59$$

$$C'_p = 1.34 \text{ m}$$

$$C_p = 1.33 \text{ m}$$

4.1.2 Caractéristiques mécaniques de voussoir sur culée :

$$S_c = 13.74 \text{ m}^2$$

$$I_{Yc} = 42.45 \text{ m}^4$$

$$V_c = 2.27 \text{ m}$$

$$V'_c = 2.28 \text{ m}$$

$$\rho_c = 0.59$$

$$C'_c = 1.34 \text{ m}$$

$$C_c = 1.33 \text{ m}$$

IV.5 Lois de variation des différents paramètres : $h(x)$, $S(x)$, $z(x)$, $E(x)$, $I(x)$

Pour notre cas la hauteur est constante

IV.5.1 Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$:**5.1.1 Travée de rive 1 :**

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

L'extrados est rectiligne.

Sur culé : L'intrados a une hauteur constante $h = 4.5$ m ($h_p = h_c = 4,5$ m)

La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient 7 vous soirs courants de 2.70 m de longueur chacun sur 18.11 m.

C'est cette longueur « $L = 18.11$ m » que nous utiliserons pour la suite de nos calculs

FigureIV.6: Variation de la hauteur de la travée de rive.

La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

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

$$\text{Pour } x \leq 0 : h(x) = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Pour } 0 < x \leq L : h(x) = h + [(h_p - h_c / L^2)] \times x^2 \implies h(x) = 4.5 \text{ m}$$

Avec : h_p : hauteur de la poutre sur pile

h_c : hauteur de la poutre à la culée.

$$L : 23.80 - (2.70 + 2.70) = 18.4 \text{ m}$$

5.1.2 Travée de rive 2 :

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

L'extrados est rectiligne.

Sur culé : L'intrados a une hauteur constante $h = 4.5$ m ($h_p = h_c = 4.5$ m)

La travée de rive ou bien la demi-travée intermédiaire contient 10 vous soirs courants de 2.70 m de longueur chacun sur 26.5 m.

Figure IV.7: Variation de la hauteur de la travée de rive.

La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :

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

$$\text{Pour } x \leq 0 : h(x) = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Pour } 0 < x \leq L : h(x) = h + [(h_p - h_c / L^2)] \times x^2 \overset{\leftarrow}{\rightleftarrows} \rightarrow 4.5 \text{ m}$$

Avec : h_p : hauteur de la poutre sur pile

h_c : hauteur de la poutre a la culée.

$$L : 31.90 - (2.70 + 2.70) = 26.5 \text{ m}$$

Travée intermédiaire :

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous

On opte la hauteur constante de $h = 4.5 \text{ m}$

On pose : L : la longueur de la travée centrale Avec $L = 47 \text{ m}$

Sachant: L_a la longueur des deux demi-voussoirs sur pile est égale à 2.70 m

L_b la longueur du voussoir de clavage est égale à 2.70 m

Figure IV.8 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

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

$$\text{Pour } x \leq 0 : h(x) = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Pour } 0 < x \leq L : h(x) = h + [(h_p - h_c / L^2)] \times x^2 \overset{\leftarrow}{\rightleftarrows} \rightarrow 5 \text{ m}$$

IV.5.2 Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

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

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

$$\text{Pour } x \leq 0 : e(x) = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Pour } 0 < x \leq L : e(x) = e + [(e_p - e_c / L^2)] \times x^2$$

Épaisseur à la culée $e_c = 0.25 \text{ m}$

Épaisseur sur pile $e_p = 0.25 \text{ m}$

- Travée de rive 1 $L = 18.4 \text{ m}$
- Travée de rive 2 $L = 26.5 \text{ m}$
- Travée intermédiaire $L = 47 \text{ m}$

Avec e_c : épaisseurs du hourdis sur culée.

e_s : épaisseurs du hourdis sur pile.

IV.5.3 Variation de la section $S(x)$:

Épaisseur sur culée $S_c = 13.74 \text{ m}^2$

Épaisseur sur pile $S_p = 13.74 \text{ m}^2$

- Travée de rive 1 $L = 18.4 \text{ m}$
- Travée de rive 2 $L = 26.5 \text{ m}$
- Travée intermédiaire $L = 47 \text{ m}$

La variation de la section est parabolique, sa fonction est donnée par :

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

$$\text{Pour } x \leq 0 : S(x) = 13.74 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour } 0 < x \leq L : S(x) = S + [(S_p - S_c / L^2)] \times x^2$$

Avec S_c : section de la poutre à la culée

S_p : section de la poutre à la pile

IV.5.4 Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir

Épaisseur à la culée $Y_{Gc} = 2.03 \text{ m}$

Épaisseur sur pile $Y_{Gp} = 2.03 \text{ m}$

- Travée de rive 1 $L = 18.4 \text{ m}$
- Travée de rive 2 $L = 26.5 \text{ m}$
- Travée intermédiaire $L = 47 \text{ m}$

La variation des positions du centres de gravité est donnée par les relations suivantes par :

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

Pour $x \leq 0$: $Y_G(x) = 2 \text{ m}$

Pour $0 < x \leq L$: $Y_G(x) = Y_G + [(Y_{Gp} - Y_{Gc} / L^2)] \times x^2$

Avec : $Y_{Gc} = 2.03 \text{ m}$ (Position du centre de gravité de la section à la culée).

$Y_{Gp} = 2.03 \text{ m}$ (Position du centre de gravité de la section sur pile).

IV.5.5 Variation de l'inertie I(x) :

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

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $Kh^{5/2}$ étant la hauteur de la poutre. Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$.

L'expérience montre qu'une loi de la forme K , conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson.

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes :

$$I(x) = [1 + (1 - \frac{x}{L})^{5/2}]$$

$I(x)$ L'inertie sur culée : $I_c = 42.45 \text{ m}^4$

$I(x)$ L'inertie sur pile : $I_p = 42.45 \text{ m}^4$

Pour $x \leq 0$: $I(x) = 42.45 \text{ m}^4$

Pour $0 < x \leq L$: $I(x) = [1 + (1 - \frac{x}{L})^{5/2}]$

Avec : $K = (\frac{I_p}{I_c})^{0.4} - 1$ $K = (\frac{42.45}{42.45})^{0.4} - 1$ $K = 0$

- Travée de rive 1 $L = 18,11 \text{ m}$
- Travée de rive 2 $L = 26,21 \text{ m}$
- Travée intermédiaire $L = 47 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous donne les différentes caractéristiques des voussoirs :

	H (m)	S (m ²)	e (m)	V (m)	V' (m)	C = C'(m)	Iy (m ⁴)	ρ
V sc	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V c	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V1	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V2	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V3	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V4	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
V5	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59
Vsp	4.5	13.74	0.8	2.27	2.28	0.05	42.45	0.59

Tableau IV.1 : les différentes caractéristiques des voussoirs

CHAPITRE V : Charge et Surcharge

V.1. 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 son poids propre. On va étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier, elles sont classées en deux catégories.

Les charges permanentes : IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le pont, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, c'est le poids des éléments porteurs (poutres, dalle) et les éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

Les surcharges : elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008)

V.2 Caractéristiques du pont

V.2.1 Largeur totale L_T

C'est la largeur totale du voussoir $L_T = 13.80$ m

V.2.2 La largeur rouable L_r

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure

$$L_r = 12.5 \text{ m}$$

V.2.3 La largeur chargeable L_c

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable en enlevant une bande de 0,65m de deux cotés.

$$L_c = L_r - (2 \times 0.65)$$

$$L_c = 12.5 - (2 \times 0.65)$$

$$L_c = 11.2 \text{ m}$$

V.2.4 Nombre de voies de circulation N_v

$$N_v = \frac{L_c}{3}$$

$$N_v = \frac{11.2}{3} = 3.73 \text{ m}$$

Alors : $N_v = 3$ voies + une voie pour la bande d'arrêt d'urgence

V.2.5 La largeur réelle de la voie L_v

C'est le rapport de la largeur chargeable sur nombre de voies $L_v = \frac{L_c}{N_v}$

$$L_v = \frac{11.2}{3} = 3.73 \text{ m}$$

Trois voies de circulation de 3.5 m.

V.2.6 Classe de pont :

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre 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 ≥ 7 m

2ème classe : tous les ponts supportent des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m

3ème classe : autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable ≤ 5.50 m

En résumé :

Pont	Classe
$L_r \geq 7\text{m}$	1 ^{ère} Classe
$5.5\text{m} \leq L_r \leq 7\text{m}$	2 ^{ème} Classe
$L_R \leq 5.5\text{m}$	3 ^{ème} Classe

Tableau V.1 :classification des ponts

Pour notre projet : il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $L_r = 12,5 \text{ m} > 7\text{m}$

Donc c'est un pont de **1^{er} classe**

V.3 Evaluation des charges et surcharges :**V.3.1 Les charge :****V.3.1.1 Charges permanentes :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes (Charges des trottoirs + corniche ; revêtement ; Le garde-corps)

V.3.1.1.1 Les éléments porteurs CP :

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

Ces charges concernent le tablier seul $G = S \times L \times \gamma_b$

Avec : S : la section du voussoir $S = 13.74 \text{ m}^2$

γ_b : le poids volumique $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

L : la longueur de travée

On a: $G = CP = G_1 + G_2$

On note: G_1 : Poids propre d'une travée de rive.

G_2 : Poids propre d'une travée centrale

Calcul de G_1 : $G_1 = G' + G''$

Avec G' : Poids propre de 1^{ère} travée

G'' : Poids propre de 2^{ème} travée

Calcul de G' :

$$G' = S \times L \times \gamma_b$$

$$G' = 13.74 \times 23.80 \times 2.5 = 817.53 \text{ t}$$

Calcul de G'' :

$$G'' = S \times L \times \gamma_b$$

$$G'' = 13.74 \times 31.90 \times 2.5 = 1095.76 \text{ t}$$

Donc : $G_1 = 817.53 + 1095.76$

$$G_1 = 1913.29 \text{ t}$$

Calcul de G_2

Avec G_2 : Poids propre de travée central

$$G_2 = S \times L \times \gamma_b$$

$$G_2 = 13.74 \times 52.30 \times 2.5$$

Alors $G_2 = 1796.50 \text{ t}$

Donc

$$G = G_1 + G_2 = 1913.29 + 1796.50$$

$$G = 3709.79 \text{ t}$$

V.3.1.1.2 Les éléments non porteurs CCP :

Les charges complémentaires permanentes comme leur nom l'indique ce sont toutes les surcharges qui s'ajoutent au poids propre de l'ouvrage, dans notre cas nous avons les **CCP** suivantes :

Le revêtement

Dans les calculs on a adopté une couche de roulement de 8 cm pour le trafic avec les densités suivantes 2.4 t/m^3

$$P_{\text{rev}} = e \times L \times \gamma_{\text{BB}}$$

Avec : L_r : la largeur roulable $L_r = 12.5 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{BB}} : \text{Poids volumique du béton bitumineux } \gamma_{\text{BB}} = 24 \text{ KN/m}^3 \quad \gamma_{\text{BB}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

e : Epaisseur moyen du revêtement $e = 0.08 \text{ m}$

$$\text{Donc : } P_{\text{rev}} = 0.08 \times 12.5 \times 2.4 = 3.45 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{rev}} = 2.65 \text{ t/ml}$$

Les trottoirs et corniches

Le poids de trottoir-corniche pour un coté $P_{\text{tr-cr}} = S_{\text{tr-cr}} \times \gamma_b$ tel que $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

$$\text{Pour le trottoir de droite : } P_{\text{tr-cr droite}} = 2.5 \times 0.20 = 0.52 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour le trottoir de gauche: } P_{\text{tr-cr gauche}} = 2.5 \times 0.20 = 0.52 \text{ t/ml}$$

Donc le poids propre de trottoir-corniche est : $P_{\text{tr-cr}} = 1.04 \text{ t/ml}$

Le garde-corps

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0.1 t/ml

Pour deux garde-corps : $P_{gc} = 0.2 \text{ t/m}$

Alors : $CCP = P_{rev} + P_{tr-cr} + P_{gc}$

$$CCP = 3.45 + 1.04 + 0.2$$

$$CCP = 4.69 \text{ t/ml}$$

Poids total du tablier G_T

$$G_T = G + CCP \times L$$

$$G_T = 3709.79 + (4.69 \times 110)$$

Alors : $G_T = 4225.69 \text{ t}$

V.3.2 Les surcharge

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

- Les surcharges routières : Système de charges **A(L)**
Système de charges **B** (B_c ; B_c ; B_c)
La surcharge militaire **M_{c120}**
Charges exceptionnelles **D_{240}**
- Surcharges sur trottoirs : **S_t**
- Force de freinage : **E_F**
- Vent : **w**
- Le gradient thermique **T**
- L'effort sismique **E**

V.3.2.1 Les surcharges routières**V.3.2.1.1 Système de charges A(L) :**

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

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

Elle est donnée par la formule suivante : $A(L) = 2.30 + \frac{360}{12+L} \text{ KN/m}^2$

Cette valeur de A(L) est à multipliée par des coefficients de corrections a₁ et a₂ pour obtenir une nouvelle valeur A₁ dite Surcharge A(L) corrigée.

$$A_1 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

a₁: Il est défini en fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{er}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{eme}	1	0.9	-	-	-
	3 ^{eme}	0.9	0.8	-	-	-

Tableau V.2 : Valeur de coefficient a₁

Notre pont est de première classe, donc on prendra en compte les coefficients :

Pour une voie a₁ = 1

Pour deux voies a₁ = 1

Pour trois voies a₁ = 0.9

On obtient donc :

$$A_1 \text{ max} = \begin{cases} a_1 A(L) \\ 4 - 0.002 L \text{ (N/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Une fois Calculé, on multiplie ce dernier par un deuxième coefficient a₂.

a₂: est donné par la formule suivante : $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec V : étant la largeur d'une voie

V₀: ayant les valeurs suivantes :

Classe de pont	Valeur de V ₀
1 ^{er}	3.5
2 ^{eme}	3
3 ^{eme}	2.75

Tableau V.3 : Valeur de V₀

Donc : $a_2 = \frac{V_0}{V} \implies a_2 = \frac{3.5}{3.5}$
 $a_2 = 1$

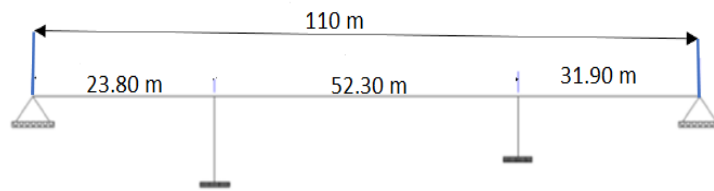


Figure V.1 : les différentes travées de pont

On ne peut pas déterminer directement le choix du placement de la charge **A** sur les travées qui donne le moment le fléchissant plus défavorable et l'effort tranchant max, il faut donc étudier les différents cas possible.

Dans notre cas nous allons étudier 5 cas de chargement possible illustré sur la figure suivante:

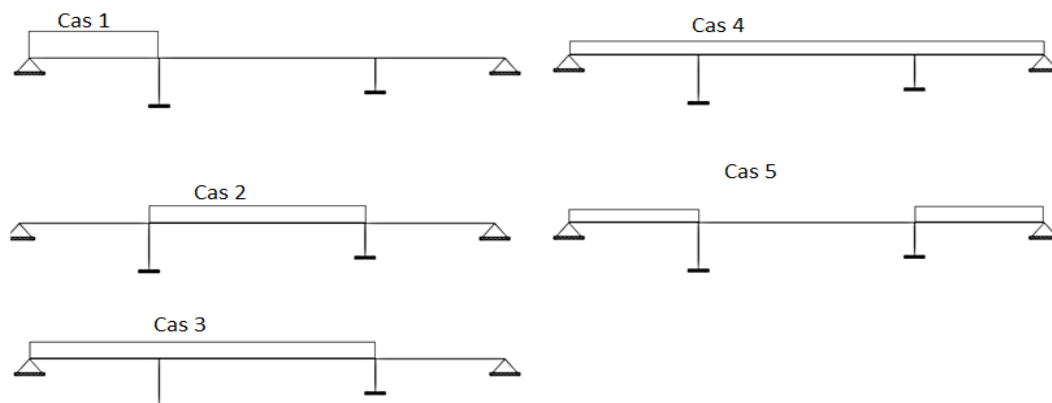


Figure V.2 : les différents cas du placement de la charge A(L) sur le tablier.

Exemple de calcul 1^{er} Cas :

1^{er} cas : une voie chargée :

$$a_1 = 1 ; \quad a_2 = 1 ; \quad A_1 = 1.235 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 4.322 \text{ t/ml}$$

1^{er} cas : deux voies chargées :

$$a_1 = 1 ; \quad a_2 = 1 ; \quad A_1 = 1.235 \times 1 \times 1 \times 7 = 8.645 \text{ t/ml}$$

1^{er} cas : trois voies chargées :

$$a_1 = 0.9 ; \quad a_2 = 1 ; \quad A_1 = 1.235 \times 0.9 \times 1 \times 10.5 = 11.670 \text{ t/ml}$$

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

Cas de charge	L	A(l)	A ₁ en fonction de n° des voies chargées t/ml		
	m	t/m ²	1 voie (3,5m)	2 voies (7m)	3 voies (10,5m)
1^{er} Cas	23.80	1.235	4.322	8.645	<u>11.670</u>
2^{eme} Cas	52.30	0.789	2.761	5.523	7.456
3^{eme} Cas	76.10	0.638	2.233	4.466	6.0291
4^{eme} Cas	110	0.525	1.837	3.675	5.236
5^{eme} Cas	55.70	0.761	2.663	5.327	7.590

Tableau V.4: Valeurs de la charge A(L) pour chaque cas.

Le cas le plus défavorable est le 1^{er} Cas où L = 23.80 m avec trois voies chargées

A₁ = 11.670 t/ml

V.3.2.1.2 Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts.

- Le système B_c se compose de camions types 30 tonnes.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée 10 tonnes.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems 32 tonnes

Les deux premiers systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe :

Le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a. Système de charge B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes:

- Masse totale 30 t
- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t
- Masse portée par l'essieu avant 06 t
- Longueur d'encombrement 10.5 m
- Largeur d'encombrement 2.5 m
- 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 2 m

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

Disposition dans le sens transversal

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

Disposition dans le sens longitudinal

Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

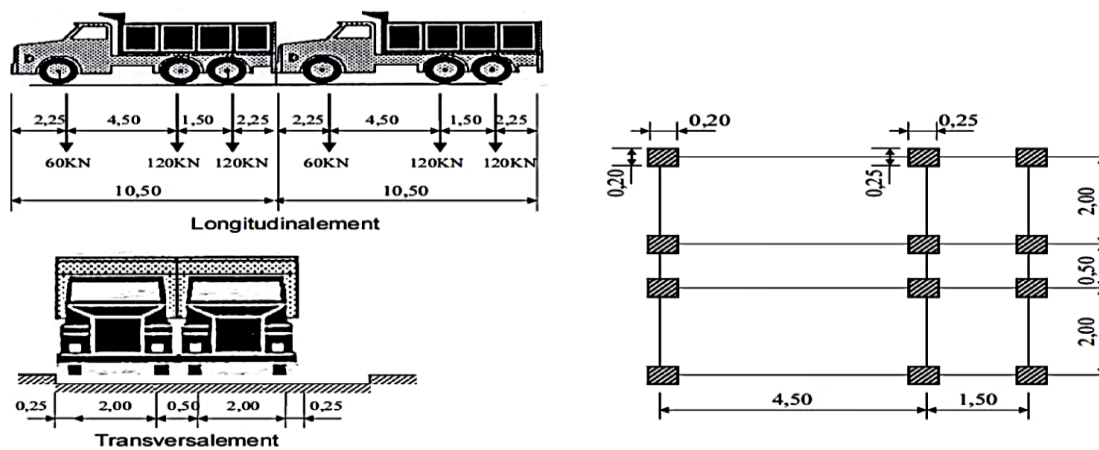


Figure V.3: Dimensions de surcharge B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Nombre de fils		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{er}	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 ^{eme}	1	1	-	-	-
	3 ^{eme}	1	0.80	-	-	-

Tableau V.5: Valeurs de b_c en fonction de la classe de pont et de nombre des files chargée.

Les coefficients pris en compte dans notre cas sont :

Pour 1 file chargée : $b_c = 1.20$

Pour 2 files chargée : $b_c = 1.10$

Pour 3 files chargée : $b_c = 0.95$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Nombre de voies chargées N	$B_c \times N$ (t)	b_c	S_{Bc} (t)
1	60	1.2	72
2	120	1.1	132
3	180	0.95	171

Tableau V.6 : Estimation de la charge B_c

Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \alpha + \beta$

Avec : $\alpha = \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L}$ $\beta = \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$

Donc : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$

Avec : **L** : la longueur de l'élément considérée

G : la charge permanente

$N_{camions}$: Nombre de camion.

P_{camion} : poids d'un camion = 30 t

b_c : coefficient qui dépend de la classe de pont et nombre de voies

S: La surcharge considérée $S_{Bc} = N_{camions} \times P_{camion} \times b_c$

Pour 1 file chargée : $S_{Bc} = 72$ t

Pour 2 files chargées : $S_{Bc} = 132$ t

Pour 3 files chargées : $S_{Bc} = 171$ t

Les surcharges du système sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ

$B_c = S \times \delta$

Exemple de calcul :

1^{er} cas : On prend la travée de rive $L = 23.80$ m

- Pour une file :

$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$

$L = 23.80$ m

$S = 60 \times 1.2 = 72$ t

$G = 817.53$ t

$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 23.80} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{817.53}{72}}$

$\delta_1 = 1.081$

- Pour deux files :

$$L = 23.80 \text{ m}$$

$$S = 60 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$G = 817.53 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 23.80} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{817.53}{132}}$$

$$\delta_2 = 1.092$$

- Pour trois files :

$$L = 23.80 \text{ m}$$

$$S = 60 \times 0.95 = 171 \text{ t}$$

$$G = 817.53 \text{ t}$$

$$\delta_3 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 23.80} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{817.53}{171}}$$

$$\delta_3 = 1.098$$

Calcul des valeurs de S, et B_c pour les différents cas de charge B_c

Cas	L (m)	G (t)	δ_1	δ_2	δ_3	B_{c1}	B_{c2}	B_{c3}
1	23.80	817.53	1.081	1.092	1.098	77.832	144.144	187.758
2	52.30	1786.50	1.040	1.045	1.049	74.880	137.94	179.379
3	76.10	2614.03	1.028	1.031	1.033	74.016	136.092	176.643
4	110	4225.69	1.019	1.021	1.023	73.368	134.772	174.933
5	55.70	1913.29	1.037	1.042	1.045	74.664	137.544	178.695

Tableau V.7 : Calcul des valeurs de S ; δ et pour les différents cas de charge B_c

b. Système de charge B_t

Le système B_t se compose de deux essieux, appelés essieux tandems, ils sont à roues simples munies de Pneumatiques.

La surface d'impact de chaque roue (portant **80 KN**) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure **0.60 m** et le coté longitudinale **0.25m**.

Ces caractéristiques sont les suivantes :

Masse totale 32 t

Masse portée par chaque essieu est 16 t

Distance des deux essieux est de 1.35 m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de 2 m

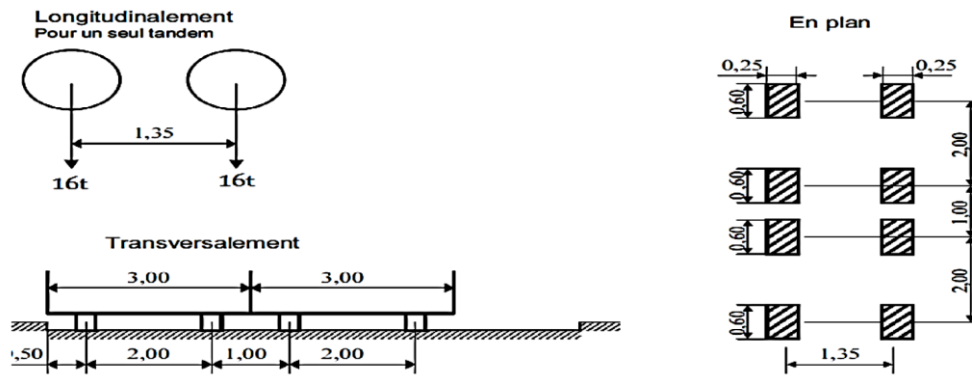


Figure V.4 : Dimensions de surcharge B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe de pont	1 ^{ère}	2 ^{ème}
b_t	1	0.9

Tableau V.8: Valeur du coefficient b_t

La charge S_{Bt} est obtenue par $S_{Bc} = B_t \times n \times b_t$

Avec n : nombre de voies chargées

B_t : Charge portée par deux essieux tandems

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Nombre de voies chargées N	B_t (t)	b_t	S_{Bt} (t)
1	32	1	32
2	64	1	64

Tableau V.9 : Estimation de la charge B_t

Coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : L : portée de la travée considérée.

G : charge permanente

S : surcharges b maximale.

$$S_{Bt} = N_{camions} \times P_{camion} \times b_t$$

N : nombre de camion.

b_t : Coefficient qui dépend de la classe de pont.

Poids d'un camion 32 t

L'ensemble des résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Cas	L(m)	G (t)	δ_1	δ_2	B_{t1}	B_{t2}
1	23.80	817.53	1.076	1.080	34.43	69.12
2	52.30	1786.50	1.037	1.039	33.18	66.49
3	76.10	2614.03	1.026	1.027	32.83	65.72
4	110	4225.69	1.021	1.019	32.67	65.21
5	55.70	1913.29	1.042	1.036	33.34	66.30

Tableau V.10: Les valeurs B_t pour chaque cas de charge.

c. Système de charge B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de **10 t** à travers une surface d'impact rectangulaire uniformément chargée de **0.6 × 0.30 m**, qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

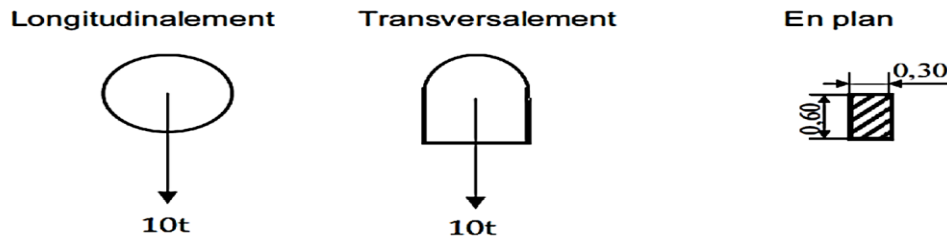


Figure V.5 : Dimensions de surcharge B_r

Le système de charge B_r est majoré par un coefficient de majoration dynamique δ :

Coefficient de majoration dynamique δ

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

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

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : La charge $b_t = 10$ t.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	G (t)	δ	B_r
1	23.80	817.53	1.070	10.70
2	52.30	1786.50	1.035	10.35
3	76.10	2614.03	1.024	10.24
4	110	4225.69	1.017	10.17
5	55.70	1913.29	1.032	10.32

Tableau V.11 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_r

V.3.2.1.3 Surcharge militaires:

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter la circulation de véhicules militaires du type **Mc₈₀** et **Mc₁₂₀**.

Ces convois sont susceptibles d’être, dans certains cas, plus défavorables que ceux définis précédemment.

Système de charge militaire Mc₁₂₀ :

Un véhicule type du système **Mc₁₂₀** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

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

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n’est pas limité, mais on doit limiter l’espacement entre deux convois est environ de 30.5m entre deux véhicules successifs.

Poids totale 110 t

Longueur d’une chenille 6.10 m

Largeur d’une chenille 1 m

Distance entre axes des chenilles 3.30 m

Le rectangle d’impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

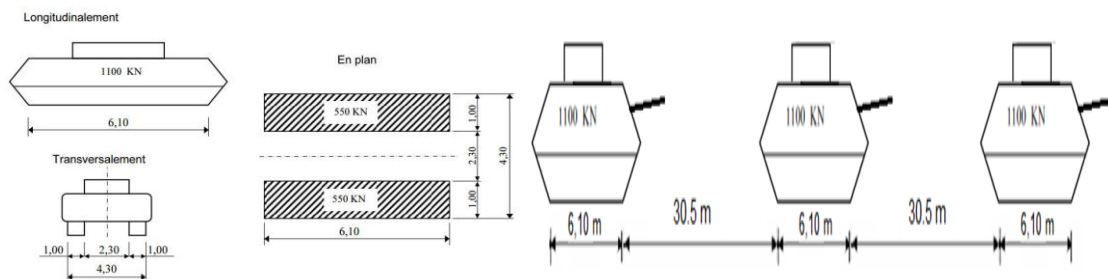


Figure V.6: Dimensions de surcharge **Mc₁₂₀**.

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

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

G : La charge permanente de la travée considérée.

S: surcharge **Mc₁₂₀** maximal. $S_{Mc120} = N_{camions} \times P_{camion}$

N: nombres de véhicules

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Nombre de véhicule	P Mc ₁₂₀ (t)	S Mc ₁₂₀ (t)
1	110	110
2	110	220
3	110	330

Tableau V.12 : Estimation de la charge Mc₁₂₀

Calcul des valeurs de δ et Mc₁₂₀ pour les différents cas de charge du système Mc₁₂₀ :

Cas	L (m)	G (t)	n	δ	Mc ₁₂₀ (t)
1	23.80	817.53	1	1.088	119.68
2	52.30	1786.50	2	1.051	115.61
3	76.10	2614.03	2	1.036	113.96
4	110	4225.69	3	1.028	113.08
5	55.70	1913.29	2	1.048	115.28

Tableau V.13: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge Mc₁₂₀

V.3.2.1.4 Charges exceptionnelles :

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois lourds exceptionnels de type D₂₄₀ et D₂₈₀, les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules de type décrit ci-après susceptibles dans certains cas d’être plus défavorable que les surcharges A et B.

Convoi D₂₄₀ :

Ce convoi est composé d’une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 tonnes de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et 18.60 m de long.

Le poids par mètre carré égal à 4.032 t/m²

Dans le sens transversal, l’axe longitudinal doit être situé au moins à 3.50 m du bord de la largeur chargeable.

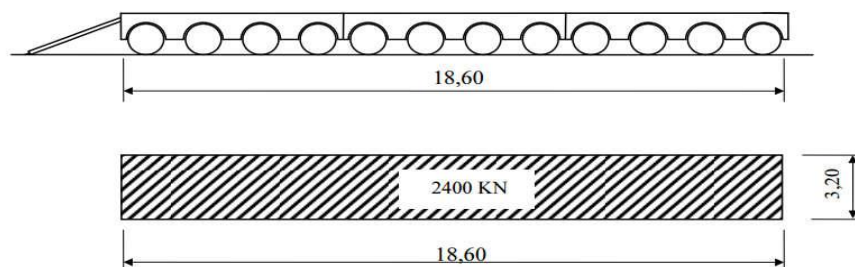


Figure V.7 : les dimensions du système D₂₄₀.

Remarque :

Ce type de convoi est pris seul.

La surcharge de ce convoi n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) de raison, que ce dernier qui circule avec une vitesse très petite.

Ce type ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge

$$P D_{240} = \frac{P}{L} = \frac{240}{18.60} = 12.90 \text{ t/ml}$$

$$P D_{240} = 12.90 \text{ t/ml}$$

Le poids par mètre linéaire égal à 12.90 t/ml

V.3.2.2 Surcharges sur les trottoirs S_{tr} :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on peut les assimiler à des charges réparties de 0.15 t/m² pour la justification de la flexion longitudinale et 0.45 t/m² pour celle de la flexion locale.

Les diverses charges sur les trottoirs ne sont pas multipliés de majorations pour les effets dynamiques.

Charges locales

Elles sont utilisées pour la justification des éléments du tablier, dans le sens transversal, on applique une charge uniforme de **0.45 t/m²**.

Dans notre cas, c'est le trottoir de droite qui est uniquement chargé.

Le trottoir chargé : $St = 0.45 \times 1.15 = 0.517 \text{ t/ml}$.

$$St = 0.517 \text{ t/ml}$$

Charges générales

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.

Seul le trottoir de droite pourra être chargé.

Le trottoir chargé :

$$St = 0.15 \times 1.15 = 0.172 \text{ t/ml}$$

$$St = 0.172 \text{ t/ml}$$

V.3.2.3 Force de freinage F_r :

Les charges de chaussée, des systèmes **A(L)** et **B** sont susceptibles de développer des réactions de freinage F_r , efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre des sens de circulation.

Les efforts de freinage sont pris en considération pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinage sont traités comme les charges des systèmes **A** et **B**.

Effort de freinage F_A produit par le système de charge A(L) :

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

$$F_A = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \times A_1$$

Avec A_1 : chargement le cas le plus défavorable $A_1 = 11.670$ t/ml

S : surface chargée par m^2 $S = 23.80 \times 10.5 = 249.9$ m^2

L : portée de la travée considérée ($L = 23.80$ m)

$$\text{Alors : } F_A = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 249.9} \times 11.670 = 0.559 \text{ t/ml}$$

$$F_A = 0.559 \text{ t/ml}$$

Effort de freinage F_{Bc} produit par le système de charge B_c :

Chaque essieu d'un camion du sous système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner et peut développer une réaction de freinage égal à **30 t**

$$F_{Bc} = B_c \times b_c$$

Avec : B_c la charge de système $B_c = 30$ t

b_c le coefficient de système B_c ; $b_c = 1.2$

$$F_{Bc} = B_c \times b_c = 30 \times 1.2$$

$$F_{Bc} = 36 \text{ t}$$

V.3.2.4 Le Vent W

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

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

$W = 0.2 \text{ t/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en service.

$W = 0.125 \text{ t/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

V.3.2.5 Le gradient thermique

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

La variation uniforme de la température T est de : $+ 35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$.

Le gradient thermique de la structure porteuse est admis à :

En phase de service $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$

En phase de construction à $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$.

V.3.2.6 L'effort sismique

Classification de zone selon le (RPOA)

Le trottoir national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Notre ouvrage est :

Zone IIa (sismicité moyenne).

Classification d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Classe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau V.14 : Coefficient d'accélération de zone A.

Le pont est classé : groupe2 \implies pont important
 L'ouvrage se situe dans la wilaya de Tizi-Ouzou
 Classé en zone (IIa) par le règlement du (RPOA2008) } **A = 0.20**

V.4 Les combinaisons de charges :

Les coefficients de majoration :

Les coefficients de majoration à L'ELU et à L'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Charges permanentes G	1	1.35
Surcharges A(l)	1.2	1.6
Système B	1.2	1.6
Mc ₁₂₀	1	1.35
Charges exceptionnelle D ₂₄₀	1	1.35
Surcharges trottoirs S _t	1	1.6
Vent W	0.5	1.5
Freinage E _F	1	1.6

Tableau V.15 : Valeurs des coefficients de majoration.

Combinaisons d'actions

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

Etats	Numéro de combinaison	combinaison
ELU	1	1.35 G + 1.6 (A(l) + S _t)
	2	1.35 G + 1.6 (B _c + S _t)
	3	1.35 G + 1.6 (B _t + S _t)
	4	1.35 G + 1.35 Mc ₁₂₀
	5	1.35 G + 1.35 D 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 + Mc ₁₂₀
	10	G + D ₂₄₀

Tableau V.16 : Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS

Conclusion :

Nous pouvons dès à présent, continuer notre travail d'étude du viaduc V5, en modélisant notre structure sur Logiciel de calcul, en incluant son poids permanent, les surcharges routières etc... Déjà calculés dans ce chapitre, qui contribueront à déterminer le ferrailage actif et passif de notre structure et qui fera l'objet des chapitres suivants.

CHAPITRE VI : Etude longitudinale

VI.1 Introduction :

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

Les schémas ci-dessous montrent les différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage :

Phase 1 :

- Excavation et remplissage.
- Construction des semelles des piles 1, 2, et des culées 1 et 2.
- Construction de la pile 1.

Phase 2 :

- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successif sur le voussoir 0 de la pile 1.
- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 1 (voussoirs 1 à 10 droite et gauche).
- Construction du voussoir 0 sur la pile

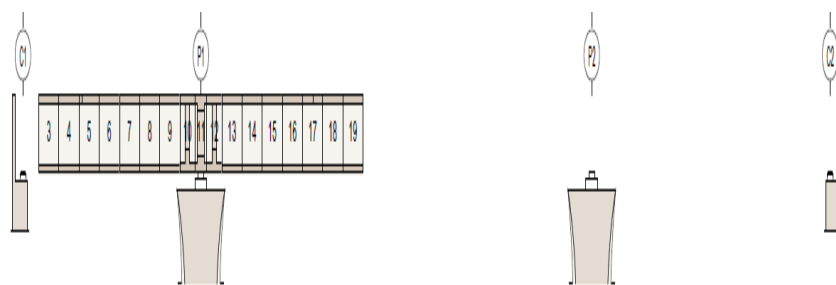


Figure VI.1 : Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 1

Phase 3 :

- Démontages des coffrages d'avance sur la pile 1.
- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successifs sur le voussoir 0 de la pile 2

Phase 4 :

- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 2 (voussoirs 1 à 10 droite et gauche).

Phase 5 :

- Démontage des coffrages d'avances sur la pile 2.
- Montage des coffrages d'avance par encorbellement successifs sur le voussoir 0 de la pile 2.
- Montage de cintre pour l'exécution de la zone du tablier proche à la culée.

Phase 6 :

- Construction du tablier par encorbellement successifs de la pile 2.
- Construction sur cintre du tablier proche à la culée 1.

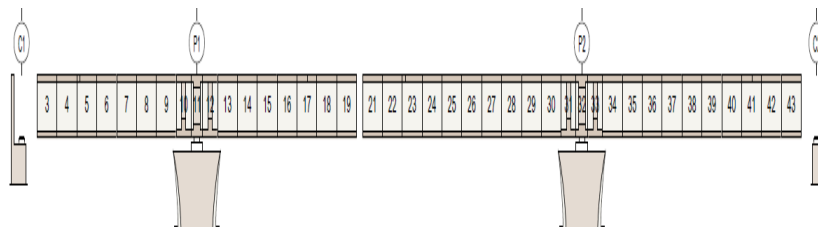


Figure VI.2 : Construction sur cintre du tablier proche à la culée 1

Phase 7 :

- Démontage de cintre à la culée 1.
- Construction de la tête de la culée 1.
- Montage de cintre pour l'exécution de la zone du tablier proche à la culée 2

Phase 8

- Construction sur cintre du tablier proche à la culée 2.

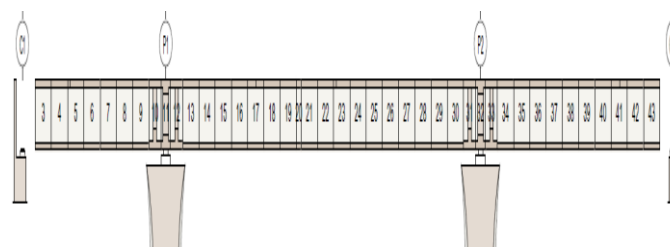


Figure VI.3 : Construction sur cintre du tablier proche à la culée 2

Phase 9 :

- Construction du voussoir du clavage de la travée 2.
- Mise en tension des câbles de continuité de la travée 2.
- Démontage des coffrages d'avance de la travée 2.

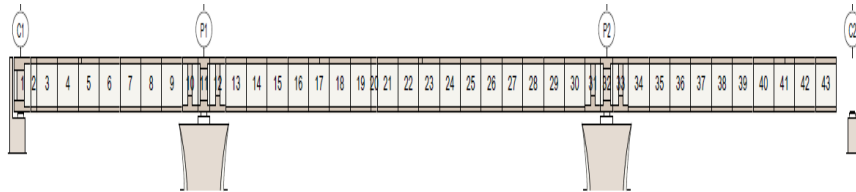


Figure VI.4 : Construction des voussoirs du clavage

Phase 10 :

- Travail de finition
- Revêtements, joints, signalisation....

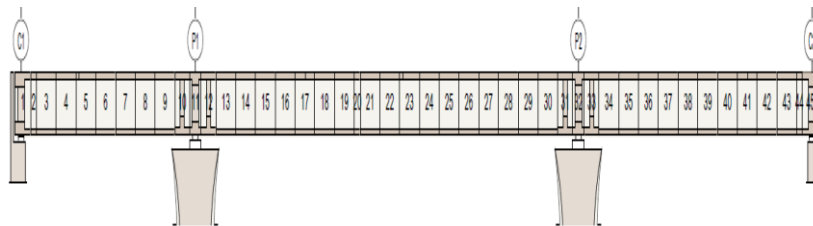


Figure VI.5 : Travail de finition

VI.2 Charges appliquées au fléau (phase de construction) :

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

Les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes **SETRA**

VI.2.1 Le poids propre du tablier G :

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma \times S(x) = \gamma \cdot \left[S_P - 2(S_P - S_C) \frac{x}{L} + (S_P - S_C) \frac{x^2}{L} \right]$$

Avec γ : Poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.

S_P : l'aire de la section sur pile.

S_C : l'aire de la section à la clé.

VI.2.2 Les surcharge de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie Q_{PRA1} de $0,02 \text{ t/m}^2$ et une surcharge concentrée Q_{PRA2} appliquée au bout de fléau

Cette surcharge est donnée par la relation suivante :

$$Q_{PRA2} = 50 + (5 \times b) \text{ en KN et en tonnes}$$

Avec : b désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre $b = 13.80 \text{ m}$

$$Q_{PRA2} = 50 + (5 \times 13.80) = 11.90 \text{ t}$$

$$Q_{PRA2} = 11.90 \text{ t}$$

VI.2.3 Equipage mobile :

On prend le poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} égal à **50 tonnes** concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoin de l'équipage mobile.

$$Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$$

VI.2.4 Le vent :

Le **fascicule 61 titres II** prescrit une charge $Q_w = 100 \text{ kg/m}^2$ si la phase de construction n'excède pas un mois, si non 125 kg/m^2 , pour notre projet on prend $= 125 \text{ kg/m}^2$

C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

VI.2.5 Actions accidentelles (FA) :

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 2

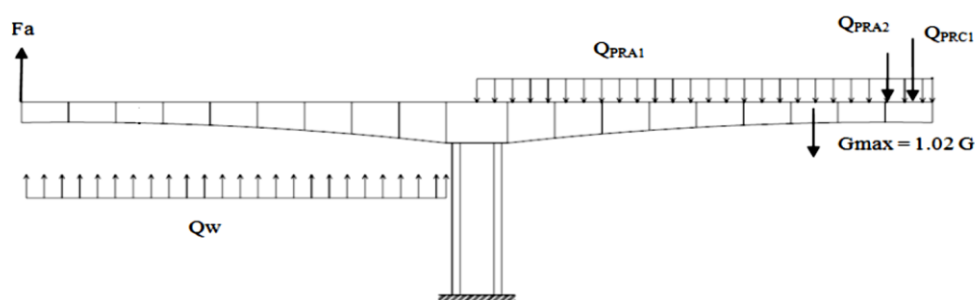


Figure VI.6 : Charges appliquées au fléau

VI.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

VI.3.1. Effets dus au poids propre G :

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

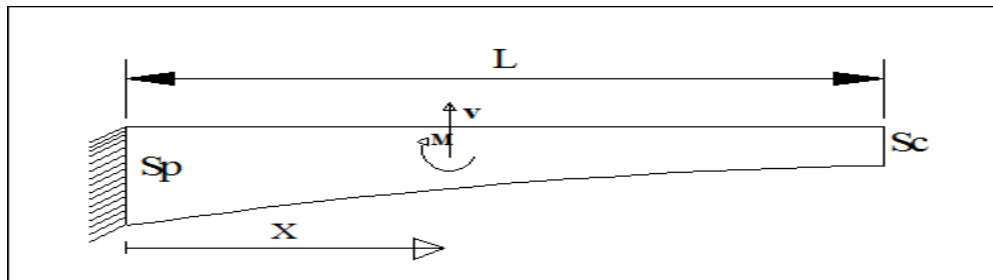


Figure VI.7 : Efforts due au poids propre du demi-fléau

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

Moment fléchissant :

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante

$$M(X) = \gamma_b \left[-\frac{S_P(L-X)^2}{2} + (S_P - S_C)(L - X)^2 \frac{(2L+X)}{3L} - (S_P - S_C)(L - X)^2 \frac{(3L^2+2Lx+X^2)}{12L^2} \right]$$

L : étant la longueur du fléau considéré = 58.05

Effort tranchant :

La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante :

$$V(X) = \gamma_b \left[S_P(L - X) - (S_P - S_C) \frac{L^2 - X^2}{L} + (S_P - S_C) \frac{L^3 - X^3}{3L^3} \right]$$

VI.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier Q_{PRA1} :

On considère une charge de chantier répartie Q_{PRA1} de **0,02 t/m²** sur le demi-fléau :

Soit : Q_{PRA1} = 0,02 × b

Avec : b : Largeur du tablier = 13.80 m

$$Q_{PRA1} = 0,02 \times 13.80 = 0.276 \text{ t/ml}$$

$$Q_{PRA1} = 0.276 \text{ t/ml}$$

$$M_a = - Q_{PRA1} \times L^2 / 2 = - 0.276 \times (29.73^2) / 2 \quad \text{Avec } L = 29.73 \text{ m}$$

$$M_a = 121.97 \text{ t}$$

$$R_a = Q_{PRA1} \times L = 0.276 \times 29.73$$

$$R_a = 8.20 \text{ t}$$

- $M(X) = -121.97 + 8.20 X - 0.125 X^2 \text{ t.m}$
- $V(X) = 8.20 - 0.276 X \text{ t}$

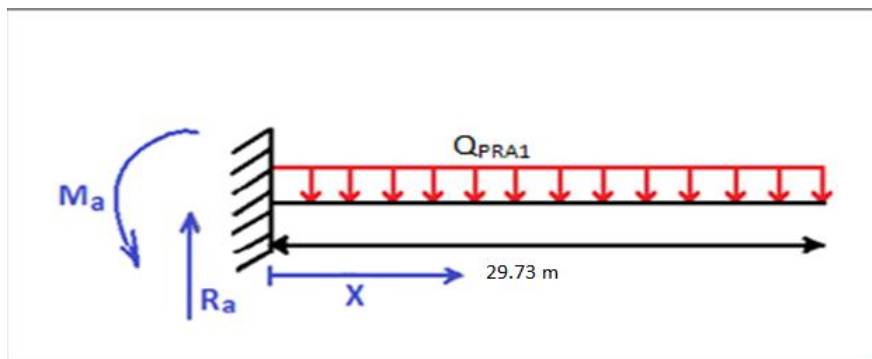


Figure VI.8 : Surcharges réparties de chantier Q_{PRA1}

VI.3.3. Effets des Surcharges concentrées Q_{PRA2} :

On considère une charge concentrée $Q_{PRA2} = 50 + (5 \times b) \text{ t}$ appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir , représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

Avec : b : largeur du tablier = 13.80 m

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13.80 = 11.90 \text{ t}$$

$$Q_{PRA2} = 11.90 \text{ t}$$

$$M_a = - Q_{PRA2} \times L = - 11.90 \times 27.03 \quad \text{Avec } L = 29.73 - 2.70 \text{ m}$$

$$M_a = - 321.65 \text{ t.m}$$

$$R_a = Q_{PRA2} = 11.90 \text{ t}$$

$$R_a = 11.90 \text{ t}$$

- $M(X) = - 321.65 + 11.90 X \text{ t.m}$
- $V(X) = 11.90 \text{ t}$

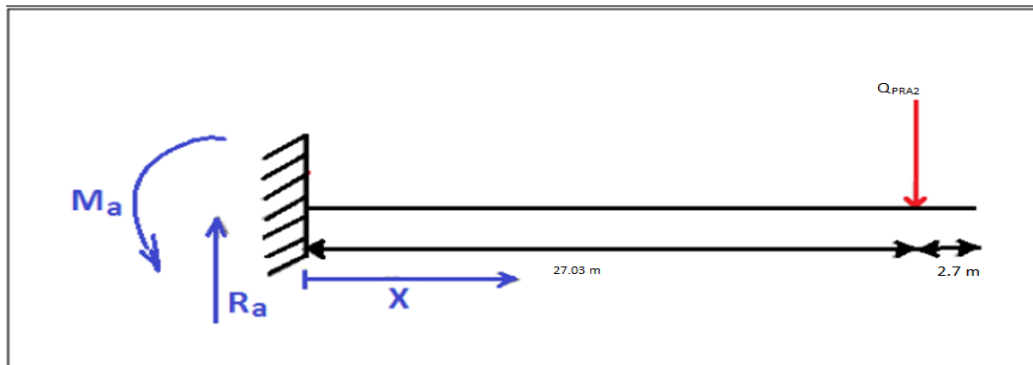


Figure VI.9 : Surcharges concentrées Q_{PRA2}

VI.3.4. Effets du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} :

$Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$

$M_a = - Q_{PRC1} \times L = - 50 \times 28.38$ Avec $L = 29.73 - \frac{2.70}{2} = 28.38 \text{ m}$

$M_a = - 1419 \text{ t.m}$

$R_a = Q_{PRC1} = 50 \text{ t}$

$R_a = 50 \text{ t}$

- $M(X) = - 1419 + 50 X \text{ t.m}$
- $V(X) = 50 \text{ t}$

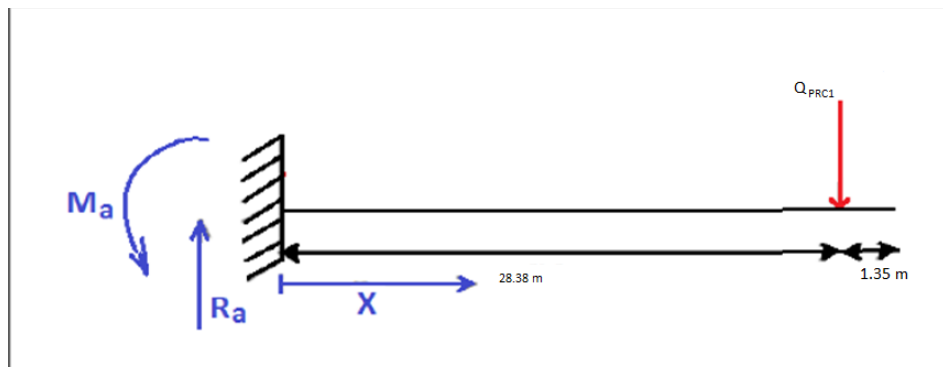


Figure VI.10 : Surcharges de l'équipage mobile Q_{PRC1}

VI.3.5. Vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit 0.125 t/m^2 :

$Q_w = 0.125 \times b$ Avec b : largeur du tablier = 13.80 m

$Q_w = 0.125 \times 13.80 = 1.72 \text{ t/ml}$

$Q_w = 1.72 \text{ t/ml}$

$$M_a = - Q_w \times L^2 / 2 = - 1.72 \times (29.73^2) / 2 \text{ t.m}$$

$$M_a = - 760.13 \text{ t.m}$$

$$R_a = Q_w \times L = 1.72 \times 29.73 \text{ t}$$

$$R_a = 51.13 \text{ t}$$

- $M(X) = 760.13 - 51.13 X + 0.86 X^2 \text{ t.m}$
- $V(X) = 1.72 X - 51.13 \text{ t}$

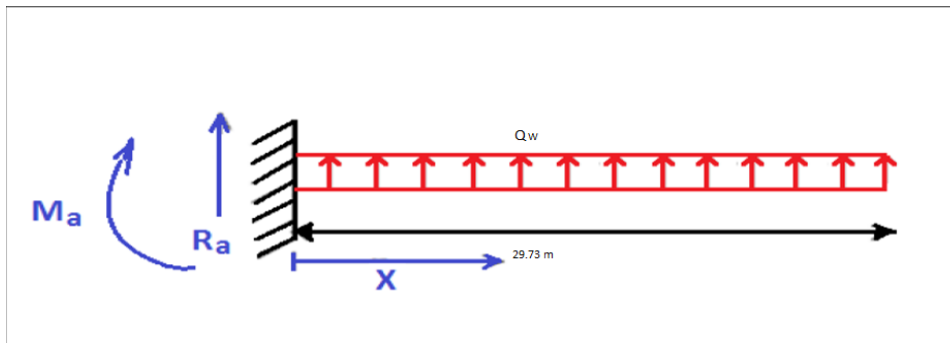


Figure VI.11 : Surcharges du vent Q_w

VI.3.6. Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a :

$$F_a = 100 \text{ t}$$

$$M_a = F_a \times L \quad \text{Avec } L = 29.73 \text{ m}$$

$$M_a = 100 \times 29.73 = 2973 \text{ t.m}$$

$$M_a = 2973 \text{ t.m}$$

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

$$R_a = - 100 \text{ t}$$

- $M(X) = 2973 - 100 X \text{ t.m}$
- $V(X) = -100 \text{ t}$

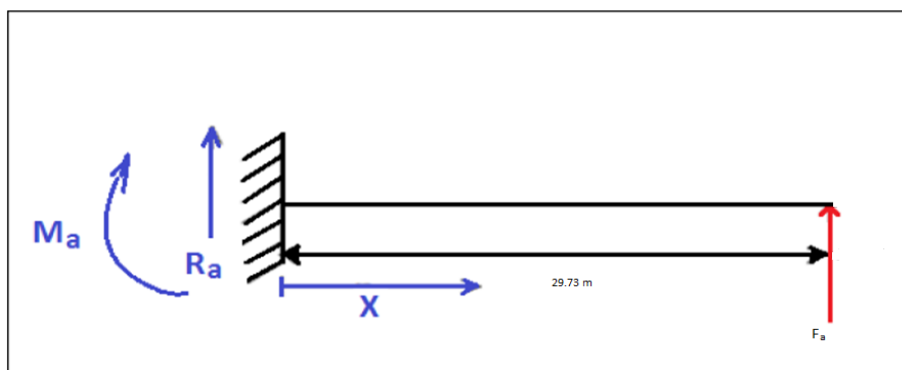


Figure VI.12 : Effets due à la force accidentelle

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi-fléau

X	G		Q _{PRA1}		Q _{PRA2}		Q _w		Q _{PRC1}		F _a	
	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M
0	1021.22	-15180.51	8.20	-121.97	11.9	-321.65	-51.13	760.13	50	-1419	-100	2973
2.70	928.48	-12548.41	7.45	-100.74	11.9	-289.52	-46.48	628.34	50	-1284	-100	2703
5.4	835.73	-10166.72	6.70	-81.33	11.9	-257.39	-41.84	509.10	50	-1149	-100	2433
8.10	742.99	-8035.44	5.96	-63.75	11.9	-225.26	-37.19	402.40	50	-1014	-100	2163
10.8	650.24	-6154.57	5.21	-47.99	11.9	-193.13	-32.55	308.23	50	-879	-100	1893
13.5	557.50	-4524.11	4.47	-34.05	11.9	-161	-27.91	226.61	50	-744	-100	1623
16.2	464.75	-3144.07	3.72	-21.93	11.9	-128.87	-23.26	157.52	50	-609	-100	1353
18.9	372.01	-2014.43	2.98	-11.64	11.9	-96.74	-18.62	100.97	50	-474	-100	1083
21.6	379.26	-1135.21	2.23	-3.16	11.9	-64.61	-13.97	56.96	50	-339	-100	813
24.3	168.52	-506.40	1.49	0	11.9	-32.48	-9.33	25.49	50	-204	-100	543
27	93.77	-128	0.74	0	11.9	0	-4.69	6.56	50	-69	-100	273
29.7	0	0	0	/	/	/	0	0	/	0	0	0

Tableau VI.1 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau.

X (m)	0	2.7	5.4	8.10	10.8	13.5	16.2	18.9	21.6	24.3	27	29.7
V (t)	940.1	851.3	762.13	763.66	584.89	495.96	407.11	318.36	329.42	122.8	51.72	0
M (t.m)	-13310	-10891.3	-	-	-	-	-	-	-672.02	-	-138.7	0
			8712.31	7135.43	5073.46	3613.55	2393.35	1412.84		174.3		

Tableau VI.2 : la somme des moments fléchissant et des efforts tranchent

VI.3. Les combinaisons des charges :

Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :

A₁ : $1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$

A₂ : $0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$

Avec : **G_{max}** : poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2% **G_{max} = 1.02 G**

G_{min} : poids du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2% **G_{min} = 0.98G**

Q_{PRC1max} : poids de l'équipage mobile du côté du déséquilibre majoré de 6% **Q_{PRC1max} = 1.06**

Q_{PRC1}

Q_{PRC1min} : poids de l'équipage mobile de l'autre côté du déséquilibre minoré de 4% **Q_{PRC1min} = 0.96Q_{PRC1}**

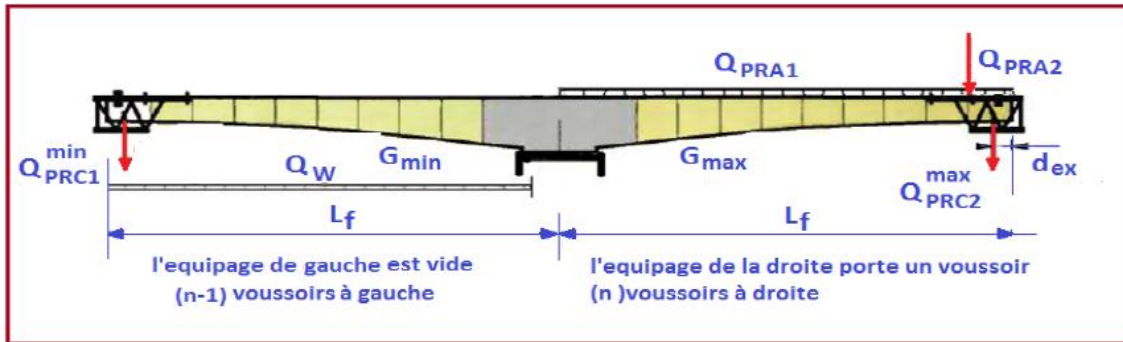


Fig.VI.13 : Combinaisons en situation temporaire.

Combinaisons accidentelles de construction (type B) :

B₁ : $1.1 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

B₂ : $0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

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

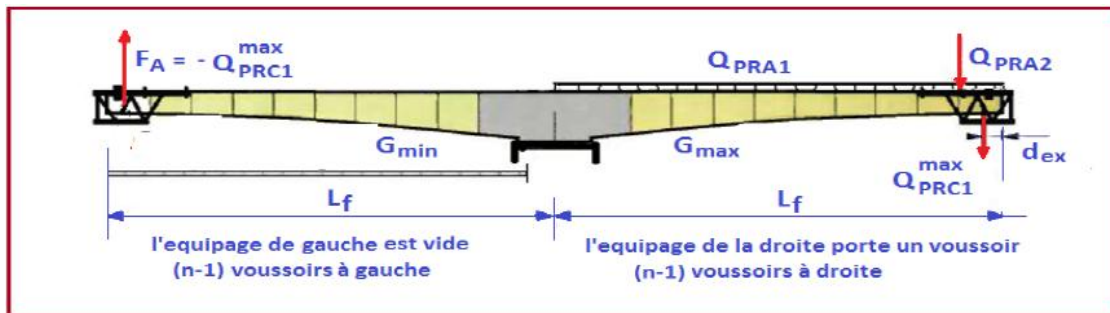
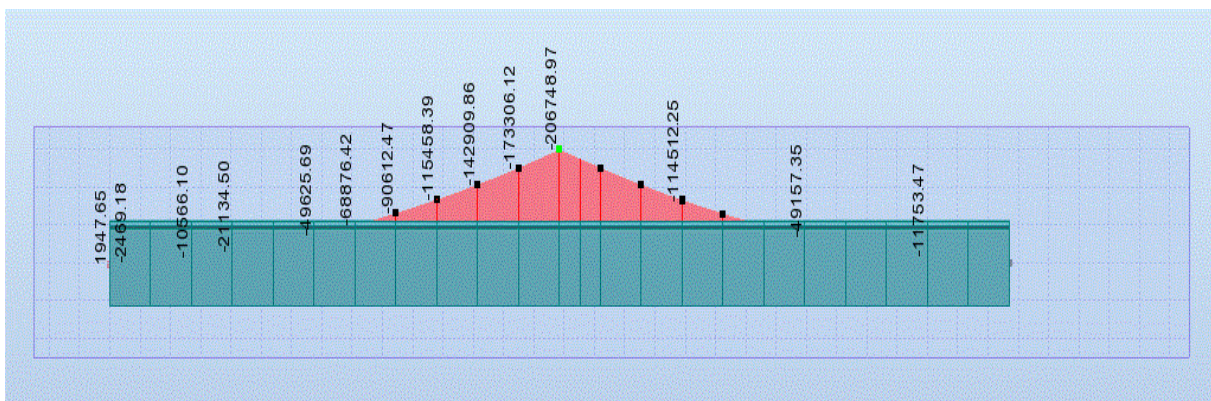


Fig.VI.14 : Combinaisons accidentelles.

La combinaison la plus défavorable :

B₂ : $0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$



Tab .VI.15 : Combinaison la plus défavorables.

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est **M = -20674,897 t.m**

VI.4. Etude en phase de service :

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

VI.5.1. Modélisation :

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

La définition de la structure.

La définition des différentes sections de l'ouvrage.

La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)

La définition des conditions d'appuis.

Le choix de la méthodologie de calcul.

La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

La vérification des résultats.

Le lancement des calculs.

L'interprétation des résultats

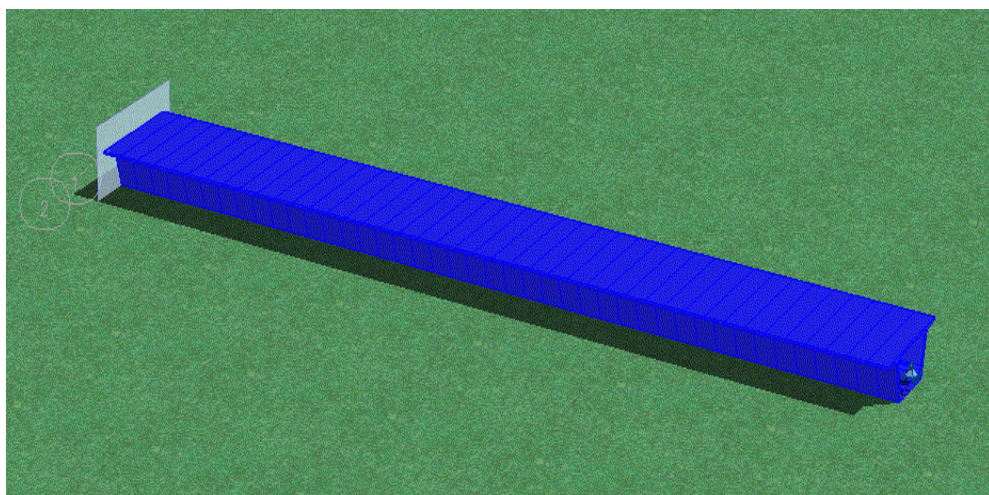


Figure VI.16 : Modélisation du tablier

La combinaison qui donne les résultats les plus défavorables après l'analyse des autres combinaisons est :

$$1.35 G + 1.6 (A(L) + St)$$

Les résultats obtenus pour les moments fléchissant (en **KN.m**) et sont donnés ci-dessous sous forme de diagramme :

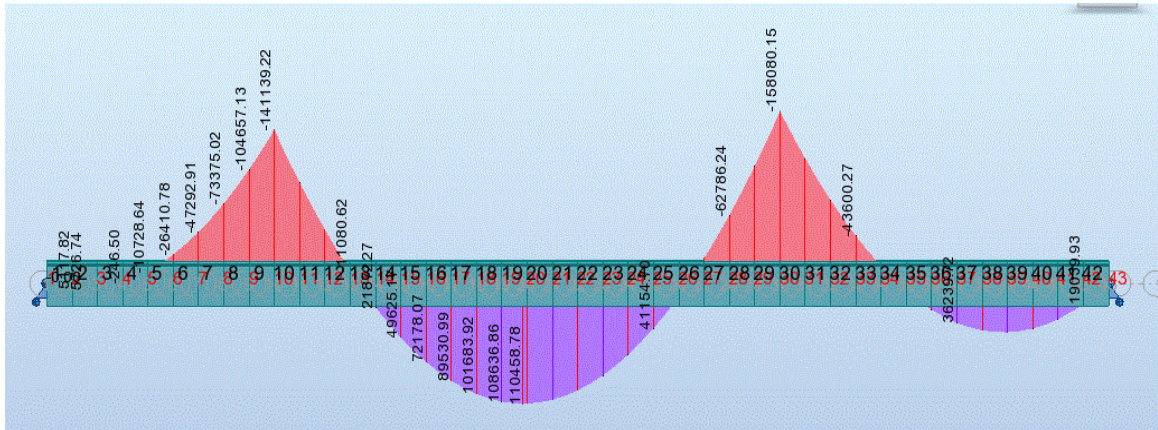


Fig. VI.17: Diagramme des moments fléchissant.

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, le moment le plus défavorable **M = -20674.897 t.m**, qui sera par la suite utilisé pour le dimensionnement de la précontrainte du fléau.

D'un autre côté, la figure ci-dessus montre que le moment donné par le logiciel ROBOT était très proche de celui trouvé déjà, **M= -20674.897 t.m**.

CHAPITRE VII : Etude de la précontrainte

VII.1-Introduction :

Vu le volume et les portées assez grande de ce type d'ouvrage, il nécessite l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et améliorées, tout en joignant la sécurité à l'économie, qui est la précontrainte.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas de béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

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

Pour le cas de notre ouvrage, on utilisera la précontrainte par post-tension.

Précontrainte par pré-tension

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

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

Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion

On distingue deux types de précontrainte par post-tension :

Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.

Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction

Béton :

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton) pour éviter toutes fissurations. On utilisera donc un ciment **CPA 325** dosé à 380 Kg/m², soit une résistance caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa.}$$

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

Armature de précontrainte:

Dans le cas de la post-tension, les armatures sont disposées à l'intérieur de conduits, constitués généralement de gaines ou de tubes.

Les câbles de 12T15s

Force de rupture garantie	$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
Force élastique garanti	$f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
La section de 1T15s	$A_p = 140 \text{ mm}^2$
Section utile d'un câble	$S_{câble} = 12 \times 140 = 1680 \text{ mm}^2$
Diamètre de la gaine	$\Phi = 9 \text{ cm}$
Coefficient de frottement (gaine-câble)	$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 2.5\%$
Module d'élasticité	$E_p = 1.9 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$
Recul d'ancrage	$g = 2 \text{ mm}$
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	$f = 0.2 \text{ rd}^{-1}$

Tableau VII.1: les caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte

VII.2 Etude de la précontrainte de l'ouvrage

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

- Les câbles de fléau.
- Les câbles de continuité.

Tous les deux réalisés sont en post-tension.

VII.2.1 Les câble de fléau

Ces câbles jouent deux rôles : ils assurent la fixation du fléau pendant la construction et ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en service et en construction.

En pratique, on arrête au moins un câble par âme et deux par voussoir.

VII.2.2 Les câble de continuité

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

L'objectif de ce présent chapitre est :

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

VII.3 Calcul de la précontrainte de l'ouvrage

VII.3.1 Disposition des câbles

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

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

VII.3.2 Câblages

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- Fibres supérieures : $\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V$ avec $M < 0$
- Fibres inférieures : $\sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} \times V'$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures.

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

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

- Fibres supérieures : $\sigma_{\text{sup}} = P/s + P_{\text{ev}}/I$ (**compression**)
- Fibres inférieures : $\sigma_{\text{inf}} = P/s - P_{\text{ev}}/I$ (**traction**)

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

- Fibres supérieures : $\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{s} + \frac{P_{\text{ev}}}{I} - \frac{|M|}{I} \times V \geq \overline{\sigma_{\text{bt}}}$
- Fibres inférieures : $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{s} - \frac{P_{\text{ev}}}{I} + \frac{|M|}{I} \times V' \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}}$

Avec : P : effort de précontrainte.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura :

$\overline{\sigma}_{bt}$; $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de traction et de compression respective.

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

Dans cette dernière expression **P** et **e** sont des inconnues, pour cela on fixe **e** et on détermine l'effort **P**

VII.3.3 Détermination du nombre de câbles

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$

P₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer, P₀ est estimé à 25% de perte $P_0 = \sigma_{P0} \times S_{câble12T15}$

La 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 dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\sigma_{P0} = \min (0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg})$$

$$\sigma_{P0} = 1440 \text{MPa}$$

Evaluation de l'effort de précontrainte P₀ :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{câble12T15} = 1440 \times 1680 \times 10^{-6}$$

$$\text{Donc } P_0 = 2419.2 \text{ KN} = 241.92 \text{ t}$$

Evaluation de l'effort de précontrainte P :

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Avec : P : La force de précontrainte

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité (e = v - d)

M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge

S : La section du voussoir sur l'axe de la pile

d : La distance entre la fibre supérieure et le câble de précontrainte

On a: $v = 2.27 \text{ m}$

$$I = 42.45 \text{ m}^4$$

$$e = 2.27 - 0.15 = 2.12 \text{ m}$$

$$e = 2.12 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 206748.97 \text{ KN.m}$$

$$S = 13.74 \text{ m}^2$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} = \frac{\frac{206748.97 \times 2.27}{42.45}}{\frac{1}{13.74} + \frac{2.12 \times 2.27}{42.45}} \quad P = 59761.26 \text{ KN} = 5976.126 \text{ t}$$

$$N \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

$$N \geq \frac{5976.26}{0.75 \times 2419.2}$$

$$N \geq 32.93$$

On prend un nombre de câble n = 32 câbles

Remarque

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

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

VII.3.4 Répartition des câbles dans chaque voussoir

La décroissance des moments fléchissant a partir de l'encastrement, considère a la fin du voussoir sur 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.

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

X	M (KN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (KN)	N Calculé	N° réel
0	206748.97	42.45	13.74	2.27	2.12	5976.26	32,74	32
2.7	173366.12	42.45	13.74	2.27	2.12	4977.109	27,45	26
8.1	142909.86	42.45	13.74	2.27	2.12	4102.612	22,63	22
10.8	115458.86	42.45	13.74	2.27	2.12	3314.522	18,28	14
13.5	90612.47	42.45	13.74	2.27	2.12	2601.383	14,35	12
16.2	68876.42	42.45	13.74	2.27	2.12	1977.235	10,90	10
18.9	49625.69	42.45	13.74	2.27	2.12	1424.574	7,85	8
21.6	21134.50	42.45	13.74	2.27	2.12	606.635	3,34	6
24.3	10566.10	42.45	13.74	2.27	2.12	303.174	1,67	4
27	2469.18	42.45	13.74	2.27	2.12	70.625	0,39	2
29.7	0	42.45	13.74	2.27	2.12	0	0	0

Tableau VII.2 : Câbles de fléau.

Voussoirs	V _{sp}	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
N ^{br} des câbles	32	26	22	18	14	12	10	8	6	4	2
N ^{br} des câbles arrêté/voussoir	/	6	4	4	4	2	2	2	2	2	2
N ^{br} des câbles arrêté/âme	3	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1

Tableau VII.3 : Nombre de câbles de fléau par gousset.

VII.3.5 Espacement des armatures de la précontrainte

D’après **B.P.E.L** : Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d’un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure :

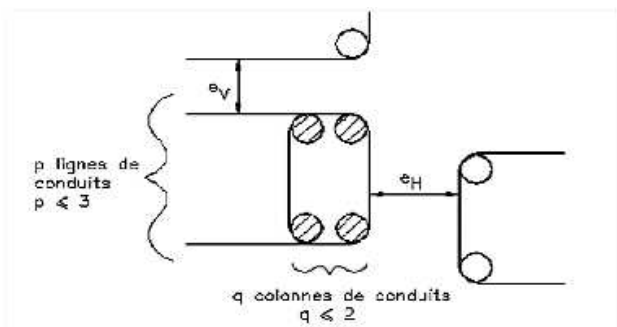


Figure VII.1 : Espacement entre les câbles.

VII.3.6 Position et enrobage des câbles :

Lors de la disposition des câbles, nous devons prendre en considération les conditions suivantes :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \times \Phi_g$
Donc $e_h \geq 18 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \times \Phi_g$
Donc $e_v \geq 18 \text{ cm}$
- L'enrobage: $C = \max \left(\frac{3}{4} \times a ; \Phi ; d \right)$
Donc $C \geq 9 \text{ cm}$

Avec : a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits,

a = 9 cm.

Φ : diamètre de la gaine = 9 cm

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VII.3.7 Tracé de câbles du fléau :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée.

On opte pour le schéma de trace d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes.

- Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.
- Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- Limiter les déviations en plan et en élévation
- Augmenter le rayon de courbure des câbles.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera **0.50 m** entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du **C.D.G** de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à **0.18 m** de part et d'autre du **C.D.G**.

VII.3.8 Etude du tracé des câbles :

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

VII.3.8.1 Tracé en élévation des câbles du fléau :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

L'équation de la courbe est de la forme :

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

Avec d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.

d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure ; $L = 2.70 \text{ m}$ (la longueur d'un voussoir courant).

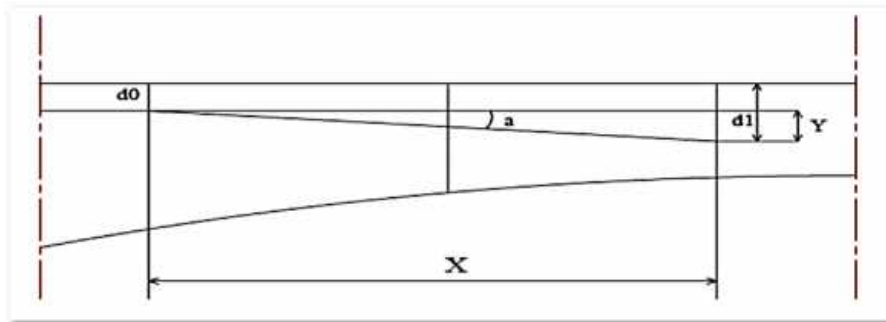


Figure VII.2 : Câblage du voussoir en élévation.

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

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}$$

Avec R_{min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15S = 3m

La déviation verticale d'un câble est l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\text{tg}\alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \quad \text{et} \quad \alpha_n = \text{Arctg} \left(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \right)$$

Exemple de calcul :

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 2.70\text{m}$), on arrête 32 câbles dans cette section soient 3 par âme.

Câble N° 1 :

Le câble n° 1 s'ancrera au C.D.G de la section.

$$d_0 = 0.54 \text{ m}$$

$$d_1 = V = 2.27 \text{ m}$$

$$L = 2.70 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 2.27 - 0.54 = 1.73 \text{ m}$$

Le rayon de courbure

$$R(x) = \frac{2.7^2}{2 \times 1.73} = 2.10 < R_{\min}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) = \frac{2.7^2}{2 \times 1.73} \geq 3 \text{ m} \implies Y = 1.21$$

$$d_1 = Y + d_0 = 1.21 + 0.54 = 1.75 \text{ m}$$

Le rayon de courbure

$$R(x) = \frac{2.7^2}{2 \times 1.73} = 3.01 > R_{\min}$$

La déviation verticale d'un câble

$$\tan \alpha = \frac{2 \times Y}{X} = \frac{2 \times 1.21}{2.7} = 1.41$$

$$\alpha = 0.95 \text{ rad}$$

L'équation de la courbe:

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

$$\text{Alors : } y = 0.54 + 1.21 x^2$$

Câble N°4:

Le câble n° 4 s'ancrera à une distance de 0.5 m au-dessus du CDG de la section.

$$d_0 = 0.36 \text{ m}$$

$$d_1 = V + 0.5 = 2.27 + 0.5 = 2.77 \text{ m}$$

$$L = 2.70 \text{ m}$$

$$y = d_1 - d_0 = 2.77 - 0.36 = 2.41 \text{ m}$$

Le rayon de courbure

$$R(x) = \frac{5.4^2}{2 \times 1.73} = 6.04 > R_{\min}$$

La déviation verticale d'un câble

$$\tan \alpha = \frac{2 \times Y}{X} = \frac{2 \times 2.41}{5.4} = 0.89$$

$$\alpha = 0.72 \text{ rad}$$

L'équation de la courbe :

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

$$\text{Alors : } y = 0.36 + 2.41 x^2$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

N° de Voussoirs	Nbr de câble	X (m)	V (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	Y (m)	R (m)	tan α	α	
									(rad)	Degré
V 1	C 1	2.70	2.27	0.36	2.77	1.91	3.01	1.41	0.95	54.65
	C 2	2.70	2.27	0.36	2.27	1.66	3.01	1.41	0.95	54.65
	C3	2.70	2.27	0.36	1.77	1.11	3.28	0.82	0.68	39.35
V2	C4	5.4	2.27	0.36	2.77	2.41	6.04	0.89	0.72	41.66
	C5	5.4	2.27	0.36	2.27	1.91	7.63	0.70	0.61	34.99
	C6	5.4	2.27	0.36	1.77	1.41	10.34	0.52	0.47	27.47
V3	C7	8.1	2.27	0.18	2.52	2.34	14.01	0.57	0.51	29.68
	C8	8.1	2.27	0.18	2.02	1.84	17.82	0.45	0.42	24.22
V4	C9	10.8	2.27	0.18	2.52	2.34	24.92	0.43	0.40	23.26
	C10	10.8	2.27	0.18	2.02	1.84	31.69	0.34	0.32	18.77
V5	C11	13.5	2.27	0.18	2.27	2.09	43.60	0.37	0.35	20.30
V6	C12	16.2	2.27	0.18	2.27	2.09	62.78	0.33	0.31	18.26
V7	C13	18.9	2.27	0.18	2.27	2.09	85.45	0.22	0.21	12.40
V8	C14	21.6	2.27	0.18	2.27	2.09	111.61	0.19	0.18	10.75
V9	C15	24.3	2.27	0.18	2.27	2.09	141.26	0.17	0.16	9.64
V10	C16	27	2.27	0.18	2.27	2.09	174.40	0.15	0.14	8.53

Tableau VII.4 : Paramètres du tracé en plan des câbles

VII.3.8.2 Tracé en plan des câbles du fléau :

Le trace en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures : en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

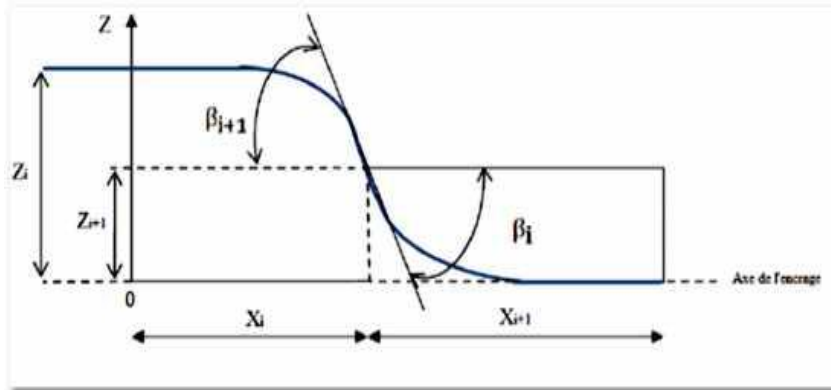


Figure VII.3 : Trace en plan d'un câble du fléau

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

Avec les conditions aux limites, L'équation de la parabole devient :

$$z(x) = z_i + (z_{i+1} - z_i) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(x_i)^2}{2(z_i - z_{i+1})} \text{ et } R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(z_{i+1} - z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(z_i - z_{i+1})}{x_i} \text{ et } \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

Avec : β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième.

Le tracé des câbles C1 et C10 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes

Exemple de calcul pour le câble C3

$$Z_i = 0.18 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = \frac{0.18}{2} = 0.09 \text{ m}$$

Equation de la courbe :

$$Z(x) = 0.18 + (0.18 - 0.09) \left(\frac{x}{2.7}\right)^2 = 0.18 + 0.09x^2$$

Le rayon de la courbure

$$R_i = \frac{1.35^2}{2(0.18 - 0.09)} = 10.125m = R_{i+1}$$

L'inclinaison dans la section intermédiaire

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0.18-0.09)}{2.5} = 0.13\beta_i = 0.082rad = \beta_{i+1}$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

							$\beta_i = \beta_{i+1}$	
Voussoir	Câble	L	$X_i = X_{i+1}$	Z_i	Z_{i+1}	$R_i = R_{i+1}$	Rad	degré
V1	C1	2.7	1.35	0	0	∞	0	0
	C2	2.7	1.35	-0.18	-0.09	-10.12	-0.13	-7.4
	C3	2.7	1.35	0.18	0.09	10.12	0.13	7.4
V2	C4	2.7	1.35	-0.36	-0.18	-5.06	-0.26	-14.57
	C5	2.7	1.35	0.36	0.18	5.06	0.26	14.57
	C6	2.7	1.35	0.54	0.27	3.37	0.4	21.80
V3	C7	2.7	1.35	0	0	0	0	0
	C8	2.7	1.35	-0.18	-0.09	-10.12	-0.13	-7.4
V4	C9	2.7	1.35	0.18	0.09	10.12	0.13	7.4
	C10	2.7	1.35	-0.36	-0.18	-5.06	-0.26	-14.57
V5	C11	2.7	1.35	0.36	0.18	5.06	0.26	14.57
V6	C12	2.7	1.35	-0.54	-0.27	-3.37	-0.4	-21.80
V7	C13	2.7	1.35	0.54	0.27	3.37	0.4	21.80
V8	C14	2.7	1.35	-0.72	-0.36	-2.53	-0.53	-27.92
V9	C15	2.7	1.35	0.72	0.36	2.53	0.53	27.92
V10	C16	2.7	1.35	-0.9	-0.45	2.02	-0.66	63.66

Tableau VII.5. Paramètres du tracé en plan des câbles.

VII.4 Perte de tension de la précontrainte :

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exerce lors de sa mise en tension et l'effort qui, s'exerce en un point donne d'une armature a une instante donne.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait des frottements,

Dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

VII.4.1 Différents types de pertes

Les pertes de tension se divisent en deux groupes

Les pertes instantanées : qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanément de mise en tension des câbles (déformations instantanées du béton).

Les pertes différées : qui se produisent dans un temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures

VII.4.2 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 : $\sigma_{p0} = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$.

VII.4.3 Pertes de tension instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

D'une manière générale les pertes instantanées sont sous forme suivante:

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc}$$

VII.4.3.1 Pertes de tension par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

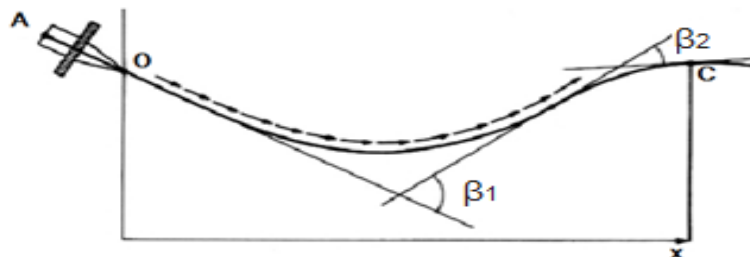


Figure VII.4 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

Avec σ_{p0} : la tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1440\text{MPa}$

e : la base des logarithmes népériens

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) $f = 0.2 \text{ rd}^{-1}$

ϕ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) $\phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

x : la distance de la section considérée (m)

$\alpha = \alpha \text{ élévation} + \beta \text{ plan}$

Donc on aura : $\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = 1440(1 - e^{-(0.2\alpha + 0.002x)})$

Exemple de calcul

Câble N°1:

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(2.7) = 1440(1 - e^{-(0.2 \times 0.95 + 0.002 \times 2.7)}) = 225.59\text{MPa}$$

Les résultats du calcul des pertes de tension par frottement pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	X (m)	α plan (rad)	α élévation (rad)	α (rad)	$\Delta \sigma_{\text{frot}}(\text{MPa})$
V1	C1	0	0	0.95	0.95	225,59
	C2	2.7	0.13	0.95	1.08	285,98
	C3	2.7	0.13	0.68	0.81	221,95
V2	C4	5.4	0.26	0.72	0.98	269,01
	C5	5.4	0.26	0.61	0.87	242,97
	C6	5.4	0.4	0.47	0.87	242,97
V3	C7	8.1	0	0.51	0.51	159,84
	C8	8.1	0.13	0.42	0.55	170,72
V4	C9	10.8	0.13	0.40	0.53	172,50
	C10	10.8	0.26	0.32	0.58	185,11
V5	C11	13.5	0.26	0.35	0.61	199,34
V6	C12	16.2	0.4	0.31	0.71	230,45
V7	C13	18.9	0.4	0.21	0.61	212,66
V8	C14	21.6	0.53	0.18	0.71	219,27
V9	C15	24.3	0.53	0.16	0.69	245,12
V10	C16	27	0.66	0.14	0.8	277,41
$\Sigma \Delta \sigma_{\text{frot}}(x) =$						3560,89

Tableau VII.6 : Pertes dues au frottement

La somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{\text{frot}}(x) = 3560.89\text{MPa}$

VII.4.3.2 Perte de tension par recul d’ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l’armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l’ancrage, son influence diminue à partir de l’ancrage jusqu’à s’annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

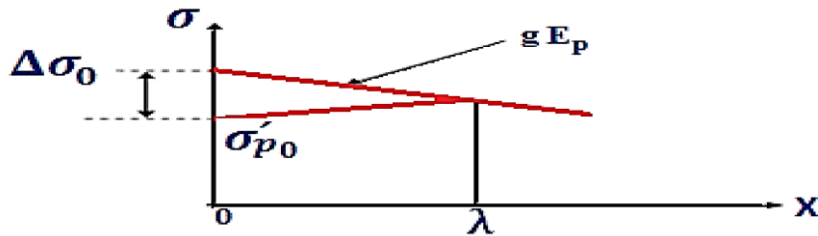


Figure.VII.5 : Diagramme des tensions avant et après ancrage

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times \lambda \times k$$

Avec : k : fonction croissante $k = \frac{\alpha \times f}{1} + \Phi$

d : longueur dans laquelle s’effectue le recul d’ancrage

σ_{p0} : Contrainte initiale $\sigma_{p0} = 1440\text{MPa}$

g : l’intensité du recul d’ancrage $g = 2\text{mm}$

E_p : module d’élasticité des aciers $E_p = 190000\text{Mpa}$

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}} \begin{cases} \lambda < x \text{ les pertes existent} \\ \lambda > x \text{ les pertes sont nulles} \end{cases}$$

Les pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

Voussoir	Câble	X	α (rad)	K	λ	$\Delta \sigma_r(x)$ MPa
V1	C1	2,7	0,95	0,072	60,387	8,740
	C2	2,7	1,08	0,082	56,730	9,303
	C3	2,7	0,81	0,062	65,242	8,090
V2	C4	5,4	0,98	0,038	83,012	6,358
	C5	5,4	0,87	0,034	87,814	6,010
	C6	5,4	0,87	0,034	87,814	6,010
V3	C7	8,1	0,51	0,014	134,477	3,924
	C8	8,1	0,55	0,015	130,145	4,055
V4	C9	10,8	0,53	0,011	149,452	3,531
	C10	10,8	0,58	0,012	143,919	3,667

V5	C11	13,5	0,61	0,011	154,628	3,413
V6	C12	16,2	0,71	0,010	156,567	3,371
V7	C13	18,9	0,61	0,008	176,668	2,987
V8	C14	21,6	0,71	0,008	175,437	3,008
V9	C15	24,3	0,69	0,007	185,379	2,847
V10	C16	27	0,8	0,007	182,469	2,892
Σ Δ σ_r(x) =						78,212

Tableau. VII.7 : Pertes dues au recul d’ancrage.

$$\Sigma \Delta \sigma_r(x) = 78.212\text{Mpa}$$

VII.4.3.3 Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d’une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s’effectuer que câble par câble, la mise en tension d’un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}(x)} = \frac{1}{2} \sigma_b(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec P : effort de précontrainte.

M_p : moment dû au poids propre.

B : Section du voussoir considéré.

E : excentricité du câble de précontrainte.

I_G : Inertie du voussoir considéré.

σ_b : Contrainte finale du béton au niveau des câbles dans l’ouvrage soumis à ses seules charges permanentes

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{|M| \times e}{I}$$

E_p: module d’élasticité des armatures = 190 000MPa.

E_{ij}: Module de YOUNG instantané de béton jour E_{ij} = 35982MPa

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

voussoir	M (MN.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V(m)	e(m)	P (MN)	σ _{b(x)} (MPa)	Δσ _{racc(x)} (MPa)
V1	206,74	42.45	13.74	2.27	2.12	59,76	0,351	0,926
V2	173,36					49,77	0,233	0,616
V3	142,90					41,02	0,191	0,505
V4	115,45					33,14	0,154	0,408
V5	90,61					26,01	0,121	0,320
V6	68,87					19,77	0,092	0,243
V7	49,62					14,24	0,065	0,173
V8	21,13					6,06	0,027	0,072
V9	10,56					3,03	0,013	0,036
V10	2,46					0,70	0,002	0,005
Σ Δ σ_{racc(x)} =								3,309

Tableau VII.8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

$$\Sigma \Delta \sigma_{racc(x)} = 3,309\text{MPa}$$

Pertes instantanées totales :

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 3560.89 + 78.212 + 3.309$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 3642.411 \text{ MPa}$$

VII.4.4. Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu’à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l’ouvrage.

Les pertes différées sont les suivantes :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers.

VII.4.4.1 Perte par retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \epsilon_r \times E_p$$

Avec : ϵ_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée

E_p : module d'élasticité des aciers $E_p = 190000 \text{ Mpa}$

Alors : $\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPa}$

$$\Delta\sigma_{rt} = 38 \text{ MPa}$$

VII.4.4.2 Perte par fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL91 la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_{ij}}{E_p} (\sigma_b + \sigma_{max})$$

Avec : E_p : Module d'élasticité des aciers

E_{ij} : Module de déformation instantanée.

σ_{max} et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte

Comme $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$ et, nous avons : $\Delta\sigma_{flu} = 2.5 \times \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$

$\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton :

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{|M| \times e}{I}$$

P: Effort de précontrainte.

e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

M: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

voussoir	M MN.m	I _y ,m ⁴	S m ²	V (m)	e(m)	P (MN)	σ _{b(x)} (MPa)	Δσ _{racc(x)} (MPa)
V1	206,74	42.45	13.74	2.27	2.12	59.76	0,351	4,634
V2	173,36					49.77	0,233	3,081
V3	142,90					41.02	0,191	2,527
V4	115,45					33.14	0,154	2,041
V5	90,61					26.01	0,121	1,602
V6	68,87					19.77	0,092	1,219
V7	49,62					14.24	0,065	0,869
V8	21,12					6.06	0,027	0,360
V9	10,56					3.03	0,013	0,183
V10	2,46					0.70	0,002	0,029
Σ Δσ _{fl(x)} =								16,549

Tableau VII.9 : Pertes de tension due au fluage du béton.

Σ Δσ_{fl(x)}=16,549MPa

VII.4.4.3 Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l’acier est un relâchement de tension a longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à **30** ou **40 %** de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

- À la relaxation normale : RN
- À très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en %(ρ1000)

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi(x)}$$

Avec: ρ 1000 (%) : relaxation garantie à 1000 h ρ₁₀₀₀= 2.5 %

μ₀ : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation μ₀ = 0.43

σ_i (x) : Contrainte initiale de l’armature dans la section d’abscisse x: σ_{pi}= σ_{p0} - Δσ_{inst}

μ = σ_i(x)/ f_{prg}

f_{prg}: contrainte limite de rupture garantie = 1860MPa.

σ_{p0} : tension à l’origine : σ_{p0} = 1440MPa

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	X	$\Delta\sigma_{inst}(MPa)$	$\sigma_{pi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{rlx} (MPa)$
V1	C1	2.7	235,256	1204,744	39,343
	C2	2.7	296,209	1143,791	31,730
	C3	2.7	230,966	1209,034	39,901
V2	C4	5.4	275,984	1164,016	34,189
	C5	5.4	249,596	1190,404	37,498
	C6	5.4	249,596	1190,404	37,498
V3	C7	8.1	164,269	1275,731	48,964
	C8	8.1	175,28	1264,72	47,418
V4	C9	10.8	176,439	1263,561	47,257
	C10	10.8	189,185	1250,815	45,494
V5	C11	13.5	203,073	1236,927	43,604
V6	C12	16.2	234,064	1205,936	39,497
V7	C13	18.9	215,82	1224,18	41,896
V8	C14	21.6	222,35	1217,65	41,031
V9	C15	24.3	248,003	1191,997	37,701
V10	C16	27	280,307	1159,693	33,658
$\Sigma \Delta\sigma_{relax}(x)=$					646,686

Tableau VII.10 : Pertes de tension due à la relaxation de l'acier

$\Sigma \Delta\sigma_{relax}(x) = 646,686MPa.$

Pertes différées totales :

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$$

$$\Delta\sigma_{dif} = 38 + 16,549 + \frac{5}{6} \times 646,686$$

$$\Delta\sigma_{dif} = 593.454MPa$$

Le coefficient $\frac{5}{6}$ tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Pertes totales :

Il s'agit du résultat de l'addition des pertes instantanées à celle des pertes différées, à chaque point d'abscisse x, comme suit : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif}$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 3642.411 + 593,454 = 4235.865\text{MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{4235.865 \times 2}{1440 \times 32} \times 100 = 18,384\%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25% qu'on a supposés lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 32 câbles de 12T15s.

VII.5 Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on doit vérifier que :

$$\text{Avec : } \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V}{I} - \frac{|M| \times V}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V'}{I} + \frac{|M| \times V'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec σ_{sup} : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure

σ_{inf} : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression

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

$$\overline{\sigma_{bt}} = 0\text{MPa (car on est en classe I).}$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{sup} \geq 0$ et $\sigma_{inf} \leq 21\text{MPa}$

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant :

vousoir	X (m)	M (MN.m)	I_y (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
V1	2.7	206,74	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	59.76	0,0687	8,648
V2	5.4	173,36	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	49.77	-0,0058	7,266
V3	8.1	142,90	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	41.02	-0,0058	5,989
V4	10.8	115,45	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	33.14	-0,0047	4,839
V5	13.5	90,61	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	26.01	-0,0036	3,798
V6	16.2	68,87	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	19.77	-0,0026	2,886
V7	19.8	49,62	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	14.24	-0,0026	2,080
V8	21.6	21,12	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	6.06	-0,0013	0,885
V9	24.3	10,56	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	3.03	-0,0006	0,442
V10	27	2,46	42.45	13.74	2.27	2.28	2.12	0.70	-0,0012	0,103

Tableau. VII.11 : Vérification des contraintes de demi-fléau

Remarque :

On remarque, d’après le tableau précédent que les contraintes trouvées a la fibre inferieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression et les contraintes de la fibre supérieure sont supérieures à la contrainte admissible de traction, alors notre ouvrage travaille en sécurité durant la phase de réalisation.

VII.6 Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D’une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l’ouvrage est fini le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquerons d’obtenir des moments négatifs à mi- travée.

Les moments positifs à mi- travée et en rive résultant des combinaisons d’action de la phase de service sont utilisés pour dimensionner les câbles de continuité. Les combinaisons d’action prises et les diagrammes correspondants sont détaillés dans le chapitre précédent.

VII.6.1. Détermination de l’effort de précontraint et du nombre de câbles

Pour la détermination de l’effort de précontraint et du nombre de câbles de continuités, on

Procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau :

$$P = \frac{M \times v'}{\frac{1}{s} + \frac{|e|v'}{I}} \qquad N \geq \frac{P}{0,75P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

VII.6.1.1 Câblage de la travée intermédiaire

Application Numérique :

M= 15808,015KN.m

V' = 2.2 m

I = 42.45 m⁴

e = 2.12 m

S = 13.74 m²

P₀ = 2419.2KN

$$P = \frac{15808,015 \times \frac{2.28}{42.45}}{\frac{1}{13.74} + \frac{2.12 \times 2.28}{42.45}} \implies P = 4569,711$$

$$N \geq \frac{4569,711}{0,75 \times 2419.2} = 25,185$$

On prend un nombre de câble N = 26 câbles

Les résultats de calcul pour la travée intermédiaire sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoirs	M (t.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e (m)	P (t)	P ₀ (t)	N calculé	N choisis
Fin V7	4360,027	42.45	13.74	2.28	2.12	1260,377	241,92	6,946	6
Fin V8	15808,015					4569,711		25,185	26
Fin V9	2293,927					663,118		3,654	4
Fin V10	6540,170					1890,603		10,419	10
V _{sc}	11045,078					3192,862		17,597	18
Fin V10	10863,686					3140,426		17,308	18
Fin V9	10168,392					2939,434		16,200	16
Fin V8	8953,033					2588,103		14,264	14
Fin V7	7217,807					2086,491		11,499	12
Fin V6	4965,21					1435,321		7,910	8

Tableau VII.12 : Câbles de continuités de la travée intermédiaire

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :

N° de voussoir	V(1;2 ;3 ;4 ;5 ;6)	V7	V8	V9	V10	V _{sc}	V'10	V'9	V'8	V'7	V'6	V'(1 ;2 ;3 ;4 ;5)
N ^{br} de câbles	0	6	26	4	10	18	18	16	14	12	8	0
N ^{br} des câbles arrêtée/voussoir	0	6	6	6	8	0	6	8	2	2	6	0
N ^{br} des câbles arrêtée /Ame	0	3	3	3	4	0	3	4	1	1	3	0

Tableau VII.13. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

VII.6.1.2 Câblage de la travée de rive

Application Numérique :

$M = 104657,1 \text{ KN.m}$

$V' = 2.2 \text{ m}$

$I = 42.45 \text{ m}^4$

$e = 2.12 \text{ m}$

$S = 13.74 \text{ m}^2$

$P_0 = 2419.2 \text{ KN}$

$$P = \frac{30253,814 \times \frac{2.28}{42.45}}{\frac{1}{13.74} + \frac{2.12 \times 2.28}{42.45}} \implies P = 30253,814$$

$$N \geq \frac{30253,814}{0,75 \times 2419.2} = 16.674$$

On prend un nombre de câble $N = 18$ câbles

Les résultats de calcul pour la travée de rive sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoirs	M (t.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e (m)	P (t)	P ₀ (t)	N calculé	N choisis
Fin V6	104657,1	42.45	13.74	2.28	2.12	30253,814	241,92	16,674	18
Fin V7	73375					21210,922		11,690	12
Fin V8	47292,9					13671,223		07,534	8
Fin V9	26410,7					7634,689		04,207	6
Fin V10	10728,6					3101,376		01,709	2
V_c	5117,8					1479,431		0,815	2
V_{cc}	0					0		0	18

Tableau VII.14. Câbles de continuités de la travée de rive

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

N° de voussoir	(1 ; 2 ; 3 ;4 ;5)	V6	V7	V8	V9	V10	V _c	V _{cc}
N ^{br} de câbles	0	18	12	8	6	2	2	18
N ^{br} des câbles arrêtée/voussoir	0	6	4	2	2	2	2	18
N ^{br} des câbles arrêtée /Ame	0	3	2	1	1	1	1	9

Tableau VII.15. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

VII.7 Calcul des pertes de tension

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des différentes pertes :

Travée intermédiaire

Pertes de tension par frottement :

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

$$\sigma_{p_0}(x) = \sigma_{p_0} \cdot e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

Avec :

σ_{p_0} : la tension à l' origine $\sigma_{p_0} = 1440\text{MPa}$

e : la base des logarithmes népériens

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) $f= 0.2 \text{ rd}^{-1}$

ϕ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) $\phi= 0.002 \text{ m}^{-1}$

x : la distance de la section considérée (m)

$\alpha = \alpha \text{ élévation} + \beta \text{ plan}$

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = 1440(1 - e^{-(0.2\alpha + 0.002x)})$$

Les résultats du calcul des pertes de tension par frottement pour chaque câble sont donnés

Dans le tableau suivant :

Câble	X (m)	α (rad)	Δσ_{p0} (MPa)
C1	3.4	0.21	68.584
C2	3.4	0.21	68.584
C3	3.4	0.21	68.584
C4	6.1	0.18	67.761
C5	6.1	0.18	67.761
C6	6.1	0.18	67.761
C7	8.8	0.16	69.681
C8	8.8	0.16	69.681
C9	8.8	0.16	69.681
C10	11.5	0.14	71.598
C11	11.5	0.14	71.598
C12	11.5	0.14	71.598
C13	11.5	0.14	71.958
Σ Δσ_{p0} =			904.47

Tableau VII.16. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

Perte de tension par recul d’ancrage :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times \lambda \times k$$

Avec :

k : fonction croissante $k = \frac{\alpha \times f}{l} + \Phi$

d : longueur dans laquelle s’effectue le recul d’ancrage

σ_{p0}: Contrainte initiale σ_{p0} = 1440MPa

g : l’intensité du recul d’ancrage g = 2mm

E_p: module d’élasticité des aciers E_p= 190000Mpa

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}} \begin{cases} \lambda < x \text{ les pertes existent} \\ \lambda > x \text{ les pertes sont nul} \end{cases}$$

Les pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

Câble	X (m)	α (rad)	K	λ (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)
C1	3,4	0,21	0,0143	7,440	0,212
C2	3,4	0,21	0,0143	7,440	0,212
C3	3,4	0,21	0,0143	7,440	0,212
C4	6,1	0,18	0,0079	10,010	0,158
C5	6,1	0,18	0,0079	10,010	0,158
C6	6,1	0,18	0,0079	10,010	0,158
C7	8,8	0,16	0,0056	11,889	0,133
C8	8,8	0,16	0,0056	11,889	0,133
C9	8,8	0,16	0,0056	11,889	0,133
C10	11,5	0,14	0,0044	13,413	0,118
C11	11,5	0,14	0,0044	13,413	0,118
C12	11,5	0,14	0,0044	13,413	0,118
C13	11,5	0,14	0,0044	13,413	0,118
$\Sigma \Delta\sigma =$					2,197

Tableau VII.17. Pertes dues au recul d’ancrage (travée intermédiaire)

Pertes deus au raccourcissement élastique du béton :

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}(x)} = \frac{1}{2} \sigma_{b(x)} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec P : effort de précontrainte.

M_p : moment dû au poids propre.

B : Section du voussoir considéré.

E : excentricité du câble de précontrainte.

I_G : Inertie du voussoir considéré.

σ_b : Contrainte finale du béton au niveau des câbles dans l’ouvrage soumis à ses seules charges permanentes

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{|M| \times e}{I}$$

E_p : module d’élasticité des armatures = 190 000MPa.

E_{ij} : Module de YOUNG instantané de béton jour $E_{ij} = 35982\text{MPa}$

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

vousoir	M (MN.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e(x) (m)	P (MN)	σ _b (MPa)	Δσ _{race} (MPa)
V7	43,600	42.45	13.74	2.28	2.12	12,603	0,072	0,192
V8	15,808					45,697	7,369	19,456
V9	22,939					6,631	0,038	0,101
V10	65,401					18,906	0,109	0,289
VSC	110,450					31,928	0,184	0,487
V10	108,636					31,404	0,181	0,480
V9	101,683					29,394	0,170	0,449
V8	89,530					25,880	0,149	0,395
V7	72,178					20,864	0,120	0,318
V6	49,652					14,353	0,083	0,219
Σ =								22,389

Tableau VII.18. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

Pertes de tension dues au fluage du béton :

La perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_{ij}}{E_p} (\sigma_b + \sigma_{max})$$

Avec : E_p : Module d'élasticité des aciers

E_{ij}: Module de déformation instantanée.

σ_{max} et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte

Comme $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$ et, nous avons : $\Delta\sigma_{flu} = 2.5 \times \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$

σ_b(x) : contrainte normale du béton :

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{|M| \times e}{I}$$

P: Effort de précontrainte.

e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

M: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

vousoir	M (MN.m)	I_y(x) (m⁴)	S(x) (m²)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ_b(x) (MPa)	Δσ_{flu}(x) (MPa)
V7	43,600	42.45	13.74	2.28	2.12	12,603	0,072	0,961
V8	15,808					45,697	7,369	97,288
V9	22,939					6,631	0,038	0,506
V10	65,401					18,906	0,109	1,445
VSC	110,450					31,928	0,184	2,439
V10	108,636					31,404	0,181	2,400
V9	101,683					29,394	0,170	2,246
V8	89,530					25,880	0,149	1,976
V7	72,178					20,864	0,120	1,592
V6	49,652					14,353	0,083	1,096
Σ =								111,954

Tableau VII.19. Pertes de tension due au fluage du béton (travée intermédiaire)

Pertes due à la relaxation d'acier :

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi(x)}$$

Avec:

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000 h $\rho_{1000} = 2.5$ %

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation $\mu_0 = 0.43$

$\sigma_i(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x: $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

$\mu = \sigma_i(x) / f_{prg}$

f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie = 1860MPa.

σ_{p0} : tension à l'origine : $\sigma_{p0} = 1440$ MPa

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
C1	69,114	1370,886	63,136
C2	69,085	1370,915	63,141
C3	68,988	1371,012	63,156
C4	87,375	1352,625	60,303
C5	68,02	1371,98	63,308
C6	68,208	1371,792	63,278
C7	70,301	1369,699	62,950
C8	70,294	1369,706	62,951
C9	70,263	1369,737	62,956
C10	72,111	1367,889	62,667
C11	72,034	1367,966	62,679
C12	71,935	1368,065	62,695
C13	72,563	1367,437	62,597
$\Sigma =$			815,824

Tableau VII.20 : Pertes de tension due à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \qquad \Delta\sigma_{inst} = 930,291 \text{ MPa}$$

La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{rlx} \qquad \Delta\sigma_{dif} = 965.778 \text{ MPa}$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \qquad \Delta\sigma_{tot} = 1896.069 \text{ MPa}$$

Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{1896.069}{1440 \times 13} \times 100 = 10.12 \%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 26 câbles de 12T15s. (13 câbles dans chaque gousset)

Travée de rive :

Pertes de tension par frottement :

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

$$\sigma_{p_0}(x) = \sigma_{p_0} \cdot e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

Les résultats du calcul des pertes de tension par frottement pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Câble	X (m)	α (rad)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)
C1	14,9	0,31	45,629
C2	14,9	0,31	45,629
C3	14,9	0,31	45,629
C4	12,2	0,21	25,122
C5	12,2	0,21	25,122
C6	9,5	0,18	24,273
C7	6,8	0,16	26,253
C8	4,1	0,14	28,231
C9	1,4	0,16	41,440
$\Sigma =$			307,331

Tableau VII.21. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

Perte de tension par recul d’ancrage :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times \lambda \times k$$

Les pertes dues au recul d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

Câble	X (m)	α (rad)	K	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	14,9	0,31	0,00616107	11,3355598	0,139
C2	14,9	0,31	0,00616107	11,3355598	0,139
C3	14,9	0,31	0,00616107	11,3355598	0,139
C4	12,2	0,21	0,00544262	12,0605484	0,131
C5	12,2	0,21	0,00544262	12,0605484	0,131
C6	9,5	0,18	0,00578947	11,6936916	0,135
C7	6,8	0,16	0,00670588	10,8653373	0,145
C8	4,1	0,14	0,00882927	9,46910261	0,167
C9	1,4	0,16	0,02485714	5,64346162	0,280
$\Sigma =$					1,410

Tableau VII.22. Pertes dues au recul d’ancrage (Travée de rive)

Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton d’ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

voussoir	M (MN.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ _b (x) (MPa)	Δσ _p (x) (MPa)
V6	10,465	42,45	13,74	2,28	2,12	30,253	4,879	12,881
V7	73,375					21,210	0,122	0,323
V8	47,292					13,671	0,079	0,209
V9	26,410					7,634	0,044	0,116
V10	10,728					3,101	0,017	0,047
VSC	5,117					1,479	0,008	0,022
VCC	0					0	0	0
Σ =								13,600

Tableau VII.23. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

Pertes de tension dues au fluage du béton :

La perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = 2.5 \times \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

voussoir	M (MNm)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ _b (x) (MPa)	Δσ _{flu} (x) (MPa)
V6	10,465	42,45	13,74	2,28	2,12	30,253	4,879	64,408
V7	73,375					21,210	0,122	1,619
V8	47,292					13,671	0,079	1,045
V9	26,410					7,634	0,044	0,582
V10	10,728					3,101	0,017	0,236
VSC	5,117					1,479	0,008	0,112
VCC	0					0	0	0
Σ =								68,004

Tableau VII.24 : Pertes de tension due au fluage du béton (Travée de rive)

Pertes due à la relaxation d’acier :

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi(x)}$$

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant

Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPa)
C1	586,5	853,5	3,696
C2	586,5	853,5	3,696
C3	586,5	853,5	3,696
C4	255,7	1184,3	36,722
C5	255,7	1184,3	36,722
C6	246,1	1193,9	37,944
C7	265,1	1174,9	35,540
C8	284,4	1155,6	33,1582
C9	417,4	1022,6	18,373
$\Sigma =$			209,551

Tableau VII.25. Pertes de tension due à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

Calcul des pertes totales :

La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 322.341 \text{ MPa}$$

La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$$

$$\Delta\sigma_{dif} = 280.62 \text{ MPa}$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 602.970 \text{ MPa}$$

Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{602.970}{1440 \times 9} \times 100 = 4.652 \%$$

Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 18 câbles de 12T15s. (9 câbles dans chaque gousset).

VII.8 Vérification des contraintes en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérification :

Premier cas : Etat à vide « on prend en considération juste le poids du tablier ».

Deuxième cas : Etat de charge « on prend le poids du tablier et les surcharge de service ».

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} - \frac{P|e|V}{I} + \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P|e|V'}{I} - \frac{|M|V'}{I}$$

État à vide (sous M min):

$$\sigma_{\text{sup}} \geq 0$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa}$$

État en charge (sous M max):

$$\sigma_{\text{sup}} \leq 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \geq 0$$

VII.8.1 Travée intermédiaire

État à vide (sous M_{min}):

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoir	M (MN.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
V7	23,447	42,45	13,74	2,27	2,28	2,12	6,748	0,979	1,259	Vérifiée
V8	10,334						2,974	0,431	0,555	Vérifiée
V9	29,666						8,538	1,239	1,593	Vérifiée
V10	30,902						8,894	1,291	1,659	Vérifiée
VSC	52,191						15,022	2,181	2,803	Vérifiée
V10	51,330						14,774	2,145	2,756	Vérifiée
V9	48,045						13,829	2,007	2,580	Vérifiée
V8	42,303						12,176	1,767	2,272	Vérifiée
V7	34,104						9,816	1,425	1,831	Vérifiée
V6	5,253						1,512	0,219	0,282	Vérifiée

Tableau VII.26. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

État en charge (sous M_{max}):

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Vousoir	M (MN.m)	Iy (x) (m ⁴)	S(x) (m ²)	V(x) (m)	V'(x) (m)	e(x) (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V7	43,600	42,45	13,74	2,27	2,28	2,12	12,603	1,819	0,010	Vérifiée
V8	15,808						45,697	-1,009	7,68	Vérifiée
V9	22,939						6,631	0,957	0,005	Vérifiée
V10	65,401						18,906	2,729	0,016	Vérifiée
VSC	110,450						31,928	4,610	0,026	Vérifiée
V10	108,636						31,404	4,534	0,02	Vérifiée
V9	101,683						29,394	4,244	0,024	Vérifiée
V8	89,530						25,880	3,737	0,021	Vérifiée
V7	72,178						20,864	3,012	0,017	Vérifiée
V6	49,652						14,353	2,072	0,012	Vérifiée

Tableau VII.27. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

Travée de rive

État à vide (sous M min):

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Vousoir	M (MN.m)	Iy (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
V6	50,668	42,45	13,74	2,27	2,28	2,12	14,584	2,117	0,012	Vérifiée
V7	49,450						14,233	2,066	0,012	Vérifiée
V8	34,669						9,978	1,448	0,008	Vérifiée
V9	23,345						6,719	0,975	0,005	Vérifiée
V10	12,479						3,591	0,521	0,002	Vérifiée
VSC	5,069						1,459	0,211	0,001	Vérifiée
VCC	0						0	0	0	Vérifiée

Tableau VII.28 : Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

État en charge (sous M max):

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voussoir	M (MN.m)	I_y (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
V6	10,465	42,45	13,74	2,27	2,28	2,12	30,253	6,657	5,084	Vérifiée
V7	73,375						21,210	3,080	0,017	Vérifiée
V8	47,292						13,671	1,985	0,011	Vérifiée
V9	26,410						7,634	1,108	0,006	Vérifiée
V10	10,728						3,101	0,450	0,002	Vérifiée
VSC	5,117						1,479	0,214	0,001	Vérifiée
VCC	0						0	0	0	Vérifiée

Tableau VII.29. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer le nombre ainsi que la disposition des câbles de précontrainte en phase de construction et de service et de s'assurer que les contraintes sont toutes admissibles. Il s'agit d'une étape indispensable dans l'étude de n'importe quel viaduc, pour assurer la sécurité des travailleurs, en phase de construction, ainsi que de ceux qui emprunteront l'itinéraire du viaduc en phase de service.

CHAPITRE VIII : Etude transversale

VIII.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on doit déterminer les armatures passives transversales et longitudinales pour chaque élément du voussoir (âmes, hourdis...), en prenant un voussoir au niveau de la pile. Mais tout d'abord, il faut déterminer les moments les plus défavorables engendrés par les différents chargements.

Les éléments du voussoir doivent être ferrillés à :

- La flexion simple pour l'hourdi inférieur et supérieur et les porte à faux.
- La flexion composée pour les âmes

VIII.2 Modélisation :

Pour ce fait, nous allons modéliser la section transversale sur un logiciel à base d'élément finis, le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis : simple et double à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m.

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel ROBOT 2016. Pour ainsi dimensionner le ferrillage à l'aide du logiciel Robot Expert 2016 en fonction du moment défavorable développé par les différents chargements.

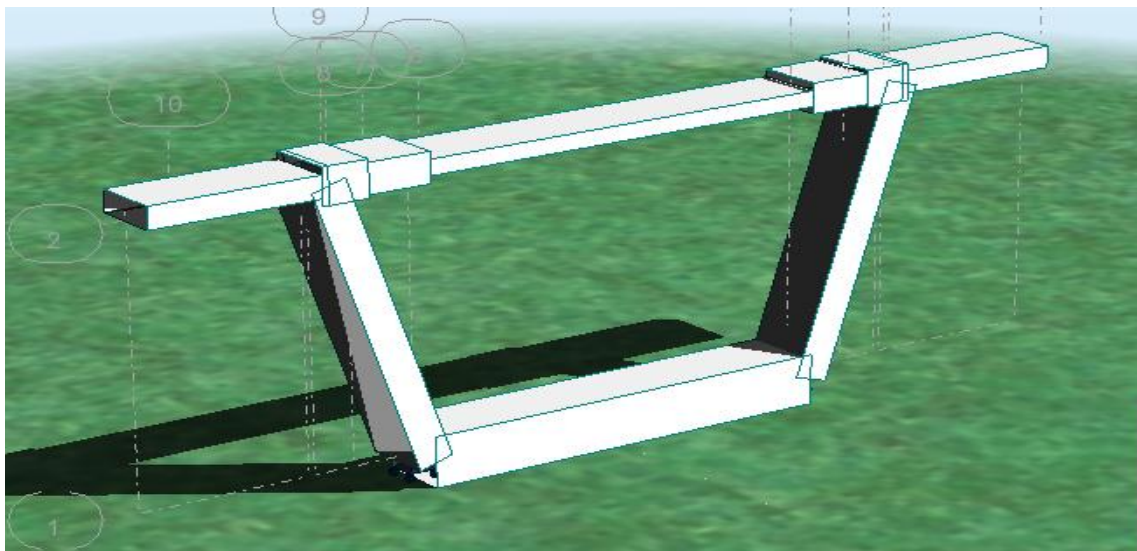


Figure VIII.1 : Modélisation des voussoirs

VIII.3 Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

VIII.3.1 Charges permanentes :**Le poids propre du caisson :**

Le poids propre du caisson est pris en compte automatiquement par le logiciel.

Les éléments non porteurs CCP :

Les charges complémentaires permanentes comme leur nom l'indique ce sont toutes les surcharges qui s'ajoutent au poids propre de l'ouvrage, dans notre cas nous avons les **CCP** suivantes :

Le revêtement

Dans les calculs on a adopté une couche de roulement de 8 cm pour le trafic avec les densités suivantes 2.4 t/m^3

$$P_{\text{rev}} = e \times L \times \gamma_{\text{BB}}$$

Avec : L_r la largeur roulable $L_r = 12.5 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{BB}} : \text{Poids volumique du béton bitumineux } \gamma_{\text{BB}} = 24 \text{ KN/m}^3 \quad \gamma_{\text{BB}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

e : Epaisseur moyen du revêtement $e = 0.08 \text{ m}$

Donc : $P_{\text{rev}} = 0.08 \times 12.5 \times 2.4 = 3.45 \text{ t/ml}$

$$P_{\text{rev}} = 2.65 \text{ t/ml}$$

Les trottoirs et corniches

Le poids de trottoir-corniche pour un coté $P_{\text{tr-cr}} = S_{\text{tr-cr}} \times \gamma_b$ tel que $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Pour le trottoir de droite : $P_{\text{tr-cr droite}} = 2.5 \times 0.20 = 0.52 \text{ t/ml}$

Pour le trottoir de gauche: $P_{\text{tr-cr gauche}} = 2.5 \times 0.20 = 0.52 \text{ t/ml}$

Donc le poids propre de trottoir-corniche est : $P_{\text{tr-cr}} = 1.04 \text{ t/ml}$

Le garde-corps

C'est une barrière métallique, disposé sur chaque trottoir son poids est estimé selon le **fascicule 61, titre II** à 0.1 t/ml

Pour deux garde-corps : $P_{\text{gc}} = 0.2 \text{ t/m}$

VIII.3.2 Surcharges d'exploitation :

Nous allons considérer les charges suivantes: **A(1), B_c, B_t Mc₁₂₀ et D₂₄₀** car elles développent les effets les plus défavorables .Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants.

On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 11.5 m .

a. Système de charge A(L) :

D'après le fascicule 61 titres II du RCPR le chargement A(L) est multiplié par un coefficient A (L)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{12+L} \text{ t/ml} \quad L = 11.5 \text{ m (la largeur chargeable).}$$

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{12 + 11.5} \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc } A(L) = 1.761 \text{ t/ml}$$

b. Système de charge B_c :

Ce système comporte des charges ponctuelles, les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ B_c = 1.098

$$B_c = 6 \times 1.098 = 6.588 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } B_c = 6.588 \text{ t/ml}$$

c. Système de charge B_t :

Représenté par une charge ponctuelle roulante, Les surcharges B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : δ B_t = 1.080

$$B_t = 16 \times 1.080 = 17.28 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc } B_t = 17.28 \text{ t/ml}$$

d. Charges militaires Mc₁₂₀ :

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ Mc₁₂₀ = 1.088

$$\text{Soit : } M_{c120} = \frac{55}{6.1 \times 1} \times 1.088 = 9.80 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc } M_{c120} = 9.80 \text{ t/ml}$$

e. Convoi exceptionnel D₂₄₀ :

Charge uniformément répartie et vaut selon le RCPR : 240 t sur une largeur de 3.2 m et 18.6m de long donc D₂₄₀ = 4.032 t/ml

$$\text{Pour 1 m } D_{240} = 4.032 \text{ t/ml}$$

f. Charges sur trottoirs S_t :

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m² d'après le RCPR Donc :

$$S_t = 0.45 \text{ t/ml}$$

VIII.4 Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer sont données dans le tableau suivant :

	N° de combinaison	La combinaison
ELU	1	1.35 G + 1.6 (A(l) + St)
	2	1.35 G + 1.6 (B _c + St)
	3	1.35 G + 1.6 Mc ₁₂₀
	4	1.35 G + 1.5 D ₂₄₀
ELS	5	G + 1.2 (A(L) + St)
	6	G + 1.2 (B _c + St)
	7	G + 1.2 Mc ₁₂₀
	8	G + D ₂₄₀

Tableau VIII.1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale

Avec : **G**: Charges permanentes

A(I): Système de charge A définies dans le fascicule 61 titres II.

B_c : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II.

Mc₁₂₀: Charges militaires, système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

S_t : surcharge des trottoirs

VIII.5 Détermination des efforts

Après l'analyse de la structure par le logiciel Robot Structural 2016, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

ELU: 1.35 G + 1.6 Mc₁₂₀

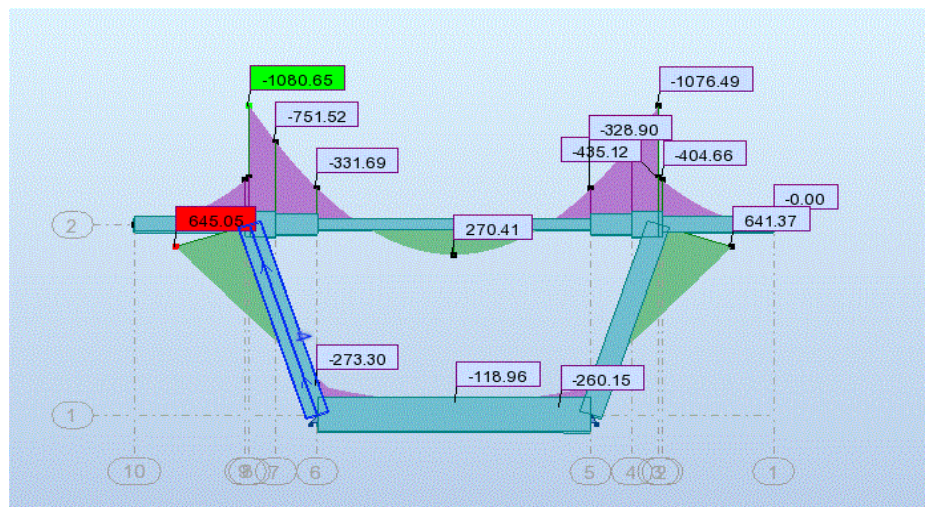


Figure VIII.2 : la combinaison la plus défavorable à l'ELU

ELS : G + 1.2 Mc₁₂₀ :

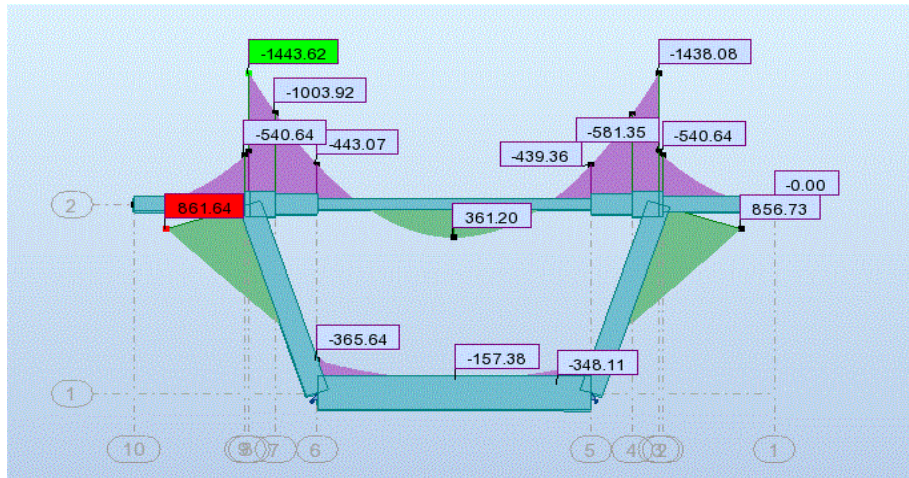


Figure VIII.3 : la combinaison la plus défavorable à l'ELS

VIII-6-Récapitulatif des résultats

Le tableau suivant récapitule les moments les plus défavorables pour les différents éléments du voûtoir (en t et t.m).

		Moment	
		ELU	ELS
Dalle	Supérieur	-144.36	-108.06
		-44.3	33.16
	Inférieur	-36.56	-27.33
		-15.73	11.89
Ame	Droit	-86.16	-64.50
		85.67	64.13
	Gauche	-86.16	-64.50
		85.67	64.13

Tableau VIII.2 : Moment de la section transversale

VIII.7 Ferrailage des voûtoirs

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles **BAEL** à l'état limite ultime **ELU**, et à l'état limite de service **ELS**, ensuite on prend le cas le plus défavorable, on subdivise le voûtoir en plusieurs éléments et on a :

- **Une dalle supérieure** : qui travaille en flexion simple.
- **Une dalle inférieure** : qui travaille en flexion simple.
- **Deux âmes** : qui travaillent en flexion composée.

Exemple de ferrailage en flexion simple pour la dalle supérieure de la section sur pile :

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

$f_{t28} = 2.7\text{MPa}$

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante

$f_e = 500\text{MPa}$

$\eta = 1.6$ acier haute adhérence.

$c = c' = 5\text{ cm}$: On prend le même enrobage pour toutes les sections

VIII.7.1 Dalle supérieur :

L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83\text{MPa}$$

$$f_{bu} = 19.83\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.22\text{ m}$$

$$\mu = \frac{44.3 \times 9.81 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 19.83} = 0.39$$

$\mu \leq \mu_c = 0.39$ SSA (section simplement armée)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.39}) = 0.66$$

$$Z = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.66 = 0.73$$

$$Z = 0.73\text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 435\text{MPa}$$

La section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{44.3 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.73 \times 435} \times 10^4 = 13.68\text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 13.68\text{ cm}^2 \text{ 3HA25}$$

L'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_s}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right) = \min (333.33 ; 228.63)$

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

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.2 \left(1 - \frac{0.579}{3} \right) = 0.16 \text{ m}$$

$$d = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_s} = \frac{21 \times 15}{(21 \times 15) + 228.63} = 0.579$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{33.16 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.161 \times 228.63} \times 10^4 = 88.83 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{8HA40}$$

On remarque que la section d'acier donnée par le calcul à l'ELS est supérieure à celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale

Dans le sens longitudinal on aura:

$$A_1 = \frac{A_{st}}{3}$$

$$A_1 = \frac{88.83}{3} = 29.61 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité Selon le BAEL:

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \frac{2.7}{500} \times 100 \times 20 = 2.48 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est bien vérifiée

Donc : $A_{st} = 13.68 \text{ cm}^2$ soit 3HA25

$$A_1 = 29.61 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA32}$$

VIII.7.2 Dalle inférieur :

L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.22 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{15.73 \times 9.81 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 19.83} = 0.153$$

$$\mu \leq \mu_c = 0.39 \text{ SSA (section simplement armée)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0.20$$

$$Z = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.20 = 0.92 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 435 \text{ MPa}$$

La section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15.73 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.92 \times 435} \times 10^4 = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.85 \text{ cm}^2 \text{ 5HA10}$$

L'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_s}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right) = \min (333.33 ; 228.63)$$

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

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.2 \left(1 - \frac{0.579}{3} \right) = 0.161 \text{ m}$$

$$d = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_s} = \frac{21 \times 15}{(21 \times 15) + 228.63} = 0.579$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{11.89 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.161 \times 228.63} \times 10^4 = 31.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 31.88 \text{ cm}^2 \text{ soit 4HA32}$$

On remarque que la section d'acier donnée par le calcul à l'ELS est supérieure à celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale

Dans le sens longitudinal on aura:

$$A_1 = \frac{A_{st}}{3} = \frac{31.88}{3} = 10.62 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}14$$

La condition de non fragilité Selon le BAEL:

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \frac{2.7}{500} \times 100 \times 20 = 2.48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}14$$

Donc la condition est bien vérifiée

Donc : $A_{st} = 31.88 \text{ cm}^2$ soit **4HA32**

$$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}40$$

VIII.7.3 Ame

L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times 1.5} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.22 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{8.51 \times 9.81 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 19.83} = 0.10$$

$\mu \leq \mu_c = 0.39$ SSA (section simplement armée)

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10}) = 0.13$$

$$Z = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.13 = 0.94$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa}$$

La section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.51 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.94 \times 435} \times 10^4 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}12$$

L'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_s}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right) = \min (333.33 ; 228.63)$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.2 \left(1 - \frac{0.579}{3} \right) = 0.16 \text{ m}$$

$$d = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times 15}{(\bar{\sigma}_{bc} \times 15) + \bar{\sigma}_s} = \frac{21 \times 15}{(21 \times 15) + 228.63} = 0.579$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6.41 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.161 \times 228.63} \times 10^4 = 17.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 17.18 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA25}$$

On remarque que la section d'acier donnée par le calcul à l'ELS est supérieure à celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale

Dans le sens longitudinal on aura:

$$A_l = \frac{A_{st}}{3} = \frac{17.18}{3} = 5.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA14}$$

La condition de non fragilité Selon le BAEL:

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \frac{2.7}{500} \times 100 \times 20 = 2.48 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{2HA12}$$

Donc la condition est bien vérifiée

Donc : $A_{st} = 17.18 \text{ cm}^2$ soit **4HA25**

$$A_l = 5.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{5HA25}$$

Exemple de ferrailage en flexion composé

$$e_u > \frac{h_c}{2} - c$$

On a :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.16}{16.4} = 2.02$$

$$\frac{h_c}{2} - c = 0.2$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \text{ Donc section partiellement Comprimé}$$

Calcul du moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 33.16 + 16.4 \times 0.2 = 36.44$$

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.44 \times 9.81 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 19.83} = 0.37$$

$$\mu \leq \mu_c = 0.39 \quad \text{SSA (section simplement armée)}$$

Section d'armatures :

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36.44 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.95 \times 0.45 \times 435} \times 10^4 = 9.31 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \frac{2.7}{500} \times 100 \times 45 = 5.58 \text{ cm}^2$$

Les résultats des autres calculs sont résumés dans le tableau suivant :

	h (m)	b (m)	M _u (t.m)	M _s (t.m)	N _u (t)	N _s (t)	A _{st} ELU (cm ²)	A _{st} ELS (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _l (cm ²)
Dalle supérieur	0.25	1	44.3	33.16	/	/	13.68	88.83	2.48	29.61
Dalle Inférieur	0.8	1	15.33	11.89	/	/	3.85	31.88	2.48	10.62
Ame	0.45	1	8.51	6.41	16.4	12.3	2.04	17.18	2.48	5.72

Tableau VIII.3 : Ferrailage du voussoir

Les armateurs :

Sont résumés dans le tableau suivant :

	Armateur transversal		Armateur longitudinal
	ELU	ELS	
Dalle supérieur	3HA25	8HA40	4HA32
Dalle inférieur	5HA10	4HA32	7HA14
Ame	2HA12	4HA25	4HA14

Tableau VIII.4 : Ferrailage du voussoir

VIII.8 Vérification de l’effort tranchant :

La formule de vérification est donnée par le **BAEL 91** :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible

b : largeur de la section

d : hauteur utile

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.1 \times f_{c28}) ; 4\text{MPa}] = \min [0.1 \times 35 ; 4\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3.5\text{MPa}$$

Exemple de calcul

$$\tau_u = \frac{825.87}{100 \times 25} = 0.330 \leq \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

Le tableau suivant récapitule les efforts normaux et les efforts tranchants les plus défavorables pour les différents éléments du voussoir

Section	d (cm)	b (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Etat
Dalle supérieur	25	100	825.87	0,330	3.5	Condition vérifiée
Dalle Inférieur	80	100	271.12	0,033		Condition vérifiée
Ame droit	45	100	454.02	0,100		Condition vérifiée
Ame gauche	45	100	715.69	0,159		Condition vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification de l’effort normal

VIII.9 Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d’impact d’une roue d’un camion. Dans le cas d’une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous n’admettons qu’aucune armature transversale n’est requise, si la condition suivante est satisfaite : $Q_u \leq 0.045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec:

Q_u : Valeur de la force concentrée =100 KN (valeur de la charge d’une roue d’un camion B_r)

h : hauteur de la section = 0.45

D : Longueur de la surface d’impact de la roue

U_c : Le périmètre de la zone d’impact au niveau du feuillet moyen de la section

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0.2 + \frac{0.45}{2} = 0.425 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.045 \times 0.425 \times 0.45 \times \frac{35}{1.5} = 0.20 \geq Q_u = 0.1 \text{ MN}$$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VIII.10 Vérification des âmes au flambement :

Dans le but d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élançement λ de celles-ci devra

satisfaire l'inéquation suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : λ : élançement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0

$\lambda = 0.5 \times l_0$ (console) Car les âmes sont encastrées à ses extrémités

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 3.32 \text{ m}$

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^2}{12} =$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0.4}{\sqrt{12}} = 0.12$$

$$l_f = 0.5 \times l_0 = 0.5 \times 3.32 = 1.66 \text{ m}$$

Donc $\lambda = \frac{1.66}{0.12} = 13.83 < 35$

La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

Conclusion :

A l'aide du Logiciel de calcul, nous avons pu déterminer les sollicitations extrêmes à chaque voussoir, qui nous ont permis par la suite de déterminer le ferrailage des voussoirs à l'aide d'un logiciel de calcul de section d'armature.

CHAPITRE IX : Les Equipements du pont

IX.1 Introduction :

vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- Revêtement du tablier.
- Trottoir.
- Dispositif de retenue.
- Système d'évacuation des eaux.
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Appareil d'appuis.
- Joints de chaussée.

IX.2 Appareils d'appuis :

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.

La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble. Pour chaque pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

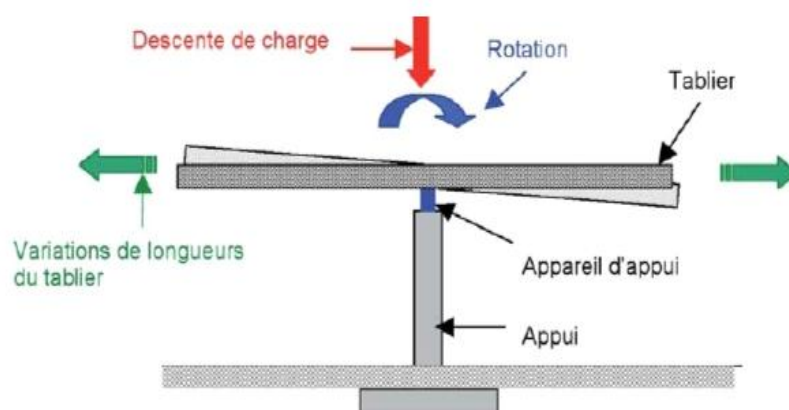


Figure IX.1 : Fonction d'un appareil d'appui.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

Les appareils d'appuis en béton

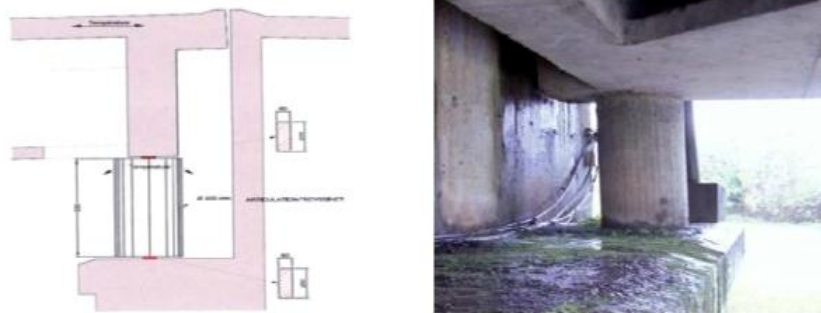


Figure IX.2: Appareil d'appui en béton.

Les appareils d'appuis spéciaux :

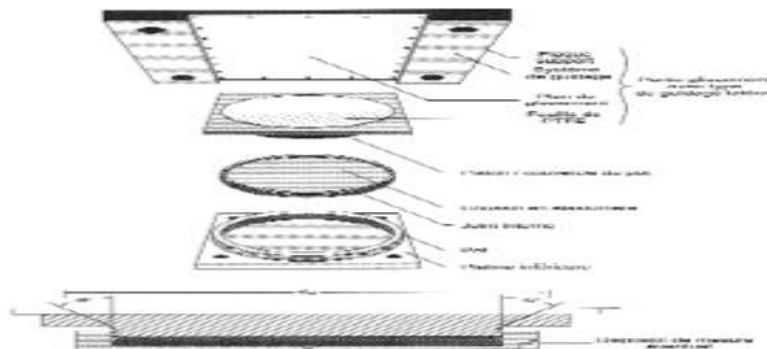


Figure IX.3 : Appareil d'appuis spéciaux.

Les appareils d'appuis en acier :



Figure IX.4 : Appareil d'appui en acier.

Les appareils d'appuis en élastomère fretté :



Figure IX.5 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec cet ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer :

Le tablier de pont repose en général sur des appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

IX.2.1 Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage

Dans notre cas, on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté car ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.

Leur coût est relativement modéré.

IX.2.2 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles



Figure IX.6: Appareil d'appui en élastomère fretté.

IX.2.3 Matériaux constituant

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

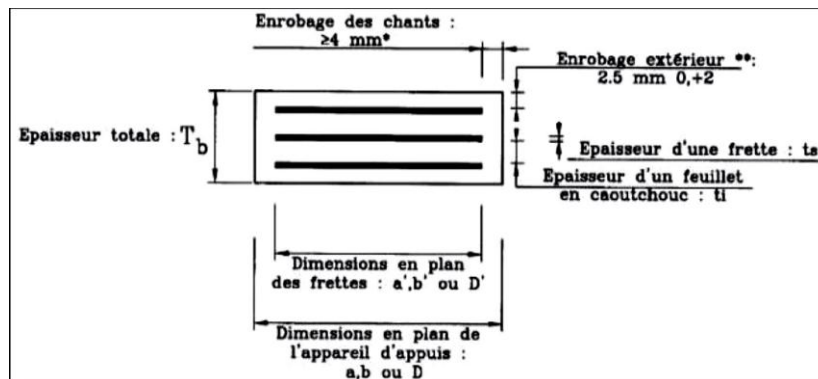


Figure IX.7 : Constitution type d'un appareil d'appui

IX.2.4 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

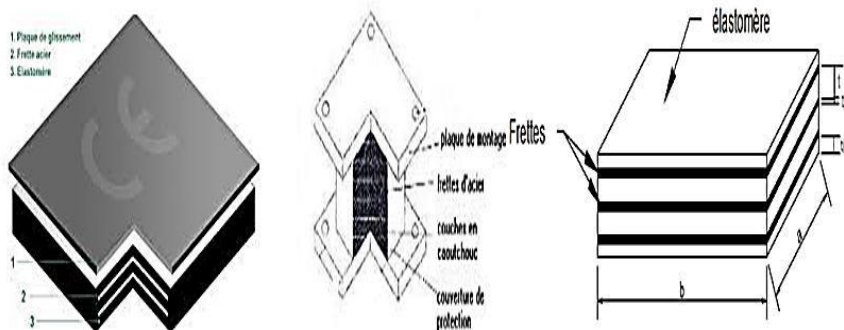


Figure IX.8 : Dimension des couches d'appareil d'appui.

IX.2.4.1 Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis

L'aire $a \times b$ de l'appareil d'appui doit être telle que considère que, $a = b$.

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition :

$$3\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{R}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \Rightarrow \frac{R}{15} \leq a \times b \leq \frac{R}{3}$$

En prende : $a = b = 800 \text{ mm}$

$$0.192 \text{ m} \leq a \times b \leq 0.961 \text{ m}$$

Avec : R = 2.884 MN: Réaction maximale pour chaque appareil d'appui.

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal R. $\sigma_m = \frac{R}{a \times b}$

3MPa : La condition de non soulèvement.

15MPa : La condition de non écrasement.

a : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

IX.2.4.2 Détermination de la hauteur nette de l'élastomère

On doit respecter la condition de non flambement $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 80 \leq T \leq 160$

Nous prenons T = 120 mm

IX.2.5 Evaluation des déformations des appareils d'appuis

Déformation de l'appareil due au retrait

$$\Delta r = \epsilon_{rt} \times \frac{L}{4}$$

Avec L : longueur total du pont = 110 m

ϵ_{rt} : le retrait total du béton = 2×10^{-4} en climat humide selon **BPEL**

$$\Delta r = \epsilon_{rt} \times \frac{L}{4} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{110}{4}$$

$$\Delta r = 0.0055 \text{ m}$$

Déformations des appuis dues aux variations de température

$$\Delta_T = \epsilon_T \times \frac{L}{4}$$

Avec T = 2×10^{-4} a courte durée

T = 3×10^{-4} a longue durée

$$\text{Courte durée } \Delta T = \epsilon_T \times \frac{L}{4} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{110}{4} = 0.0055$$

$$\text{Longue durée } \Delta T = \epsilon_T \times \frac{L}{4} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{110}{4} = 0.0082$$

Déformation due au fluage pour chaque appui

Les raccourcissements dus au fluage du béton sont en fonction des contraintes normales appliquées pour première approximation

$$\frac{\Delta_{fl}}{L} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient de fluage à $t = 0$ variant de 2 à 3

$$\Delta_{fl} = K_{fl} \times \frac{L}{4}$$

$$\Delta_{fl} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{110}{4} = 0.0082$$

Ce qui donne la déformation totale est de $\Delta_{tot} = \Delta_r + \Delta_T + \Delta_{fl}$

Pour T : courte durée : $\Delta_{tot} = 0.0055 + 0.0055 + 0.0082 = 0.0192$

Pour T : longue durée : $\Delta_{tot} = 0.0082 + 0.0055 + 0.0082 = 0.0219$

IX.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement :

Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :

Nous devons vérifier que : $\tau_{N_{max}} = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} \leq \tau_N = 3 \times G$

Avec : $\sigma_m = \frac{R}{a \times b} = \frac{2.884}{0.8 \times 0.8} = 4.506 \text{ MPa}$ et $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = \frac{0.9 \times 0.9}{2 \times 0.012 \times 1.6} = 16.66 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_{N_{max}} = \frac{1.5 \times 4.506}{16.66} = 0.405 \text{ Mpa}$

$$\tau_N = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{N_{max}} \leq \tau_N \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

Avec : $G = 0.8 \text{ MPa}$: Le module de déformation transversale pour les ponts routes

Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale

Nous vérifions que $\tau_h = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \leq 1.3 \times G$

Avec : $\tau_{H1} = \frac{G \times U1}{T}$

$U1 = \Delta L_t + \Delta L_{fl} = 28 \text{ mm}$

(Les valeurs de ΔL_T et ΔL_{fl} sont justifier dans le calcul des joins de chaussée).

$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 28}{120} = 0.18 \text{ MPa}$ ($G = 0.8 \text{ MPa}$: module de déformation transversale d'appareil d'appui).

$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$ (sous l'effort dynamique (freinage))

D'après le RCPR, un seul camion est supposé freiner.

$F_{bc} = 30 \times bc = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t}$ $H_2 = \frac{36}{2} = 18 \text{ t}$

$\tau_{H2} = \frac{18 \times 9.81 \times 10^{-3}}{(0.8)^2} = 0.275 \text{ MPa}$

D'où : $\tau_H = 0.18 + \frac{0.275}{2} = 0.317 \text{ MPa} \leq 1.3 \times G = 1.04 \text{ MPa}$

Donc la condition est vérifiée.

Contrainte de cisaillement due à la rotation :

Nous devons vérifier que : $\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T}\right)^2 \alpha_t \leq 1.5 \times G$

Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0.02 rad.

α : égale à 0.003 rad.

$\tau_{\alpha t} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{800}{120}\right)^2 (0.003 + 0.02) = 0.408 \text{ MPa}$

Nous avons: $\tau_{\alpha T} < 1.5 \times G = 1.2 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée

La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$\tau = \tau_{N_{max}} + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5 \times G \Rightarrow \tau = 0.405 + 0.317 + 0.408 = 1.130 \text{ MPa}$

$\tau \leq 5 \times G = 4 \text{ MPa}$

Donc la contrainte de cisaillement totale est vérifiée

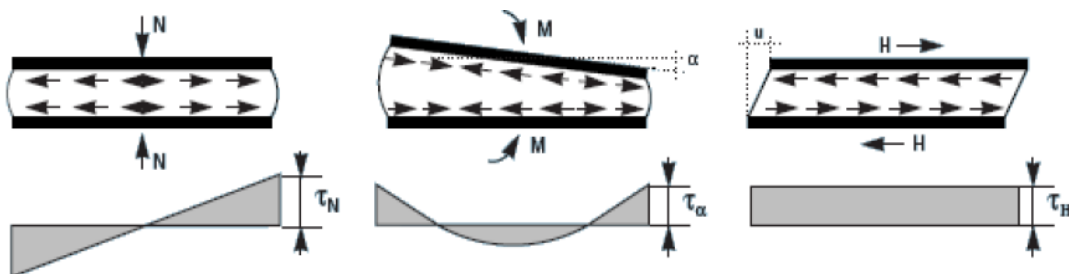


Figure IX.9 : Contraintes de cisaillement engendrées par les différentes sollicitations

IX.2.7 Vérification de la condition de non cheminement :

$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{min} = 4.489 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$

Avec : $R_{min} = 2.873 \text{ MN}$

Donc la condition est vérifiée

IX.2.8 Vérification de la condition de non glissement :

$H_{max} \leq f \times R_{min}$

Avec : f coefficient de frottement $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.233$

Et : $H_{\max} = H_2 = 18 \times 9.81 \times 10^{-3} = 0.176 \text{ MN}$

$$H_{\max} = 0.176 < f \times R = 0.669$$

Donc la condition est vérifiée

Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra vérifier les deux conditions suivantes :

$$1^{\text{er}} t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$2^{\text{eme}} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{800}{16.66} \times \frac{4.506}{245} = 0.882 \text{ mm}$$

Avec : $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ Pour l'acier inox

On prend $t_s = 2 \text{ mm}$

Notre appareil d'appuis se compose de :

- Feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$.
- Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $\frac{t}{2} = 5 \text{ mm}$.
- Frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2 \text{ mm}$.

Alors notre appareil d'appui a pour dimension $(a \times b) = (800 \times 800) \text{ (mm}^2\text{)}$ et une hauteur totale T de : 144 mm

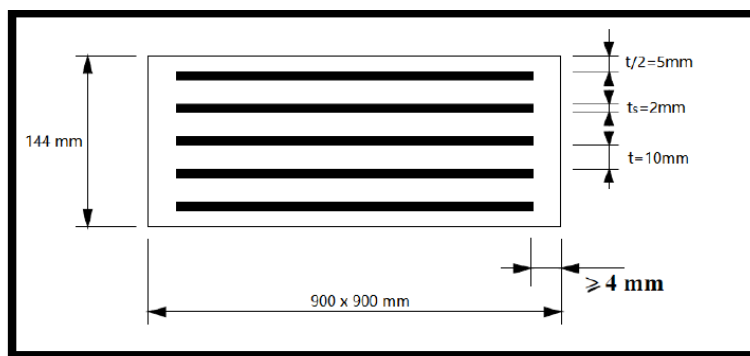


Figure IX.10 : Les dimensions de l'appareil d'appui

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles de calcul.

IX.3 Etude des d'appui

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

IX.3.1 Fonction des dés d'appuis :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

IX.3.2 Dimensions de dés d'appuis

$$A = B_x + 200 = 800 + 200 = 1000\text{mm}$$

$$A = B_x + 200 = 800 + 200 = 1000\text{mm}$$

$$B_0 = A \times B = 1000 \times 1000 = 1 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 \times (A + B) = 2 \times (1000+1000) = 4 \text{ m.}$$

$$h \geq \frac{2 \times B_0}{P_0} \quad h \geq \frac{2 \times 1}{4} \geq 0.5$$

$$h = 0.6 \text{ m}$$

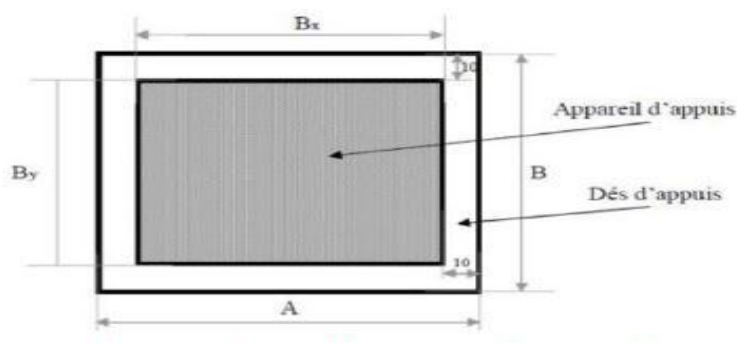


Figure IX.11 : Dimensions du dé d'appui

IX.3 Joint de chaussée

Le joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

IX.4.1 Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations.
- **Résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Étanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable** : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

X.3.2. Calcul des souffles du joint de chaussée

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle du tablier.



Figure IX.12 : Définition du souffle.

Détermination du souffle :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissent donc le souffle du tablier.

Elles valent la somme algébrique de plusieurs facteurs :

les rotations d'extrémités, la température, le retrait et le fluage.

Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta L = h \times \tan \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,0 cm**.

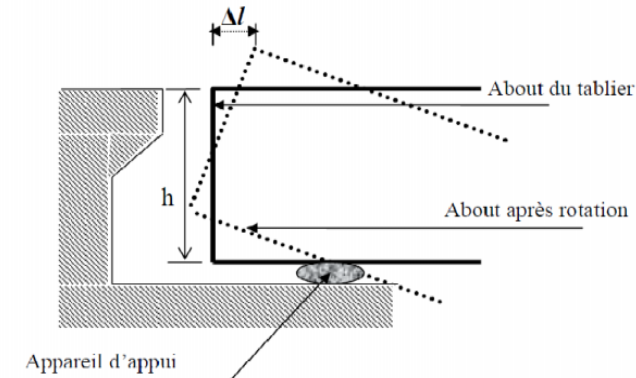


Figure IX.13 : Rotation d'extrémité sous chargement.

Selon le **RPOA** est la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

On dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec **W** : souffle total du joint

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage)

W_T : souffle thermique

W_S : souffle sismique

Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = w_t = 17 \text{ mm}$$

Avec **L** : étant la longueur du tablier

$$w_t = 17 \text{ mm}$$

Retrait :

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. Nous l'évaluons à :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 11 \text{ mm}$$

Avec L : étant la longueur du tablier

Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, nous pourrions prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l/2} = k_{fl} \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 49 \text{ mm}$$

Avec L : étant la longueur du tablier

Avec : $K_{fl}=3$: Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il varie entre 2 et 3.

Donc : $W_D = \text{retrait} + \text{fluage} = 11 + 17 = 28 \text{ mm}$

$$w_D = 28 \text{ mm}$$

Souffle sismique

La valeur du souffle sismique est prise égale à 150 mm

$$w_S = 150 \text{ mm}$$

Donc le souffle total du joint est :

$$W = 28 + 0,4 \times 17 + \frac{150}{3}$$

$$W = 84.8 \text{ mm}$$

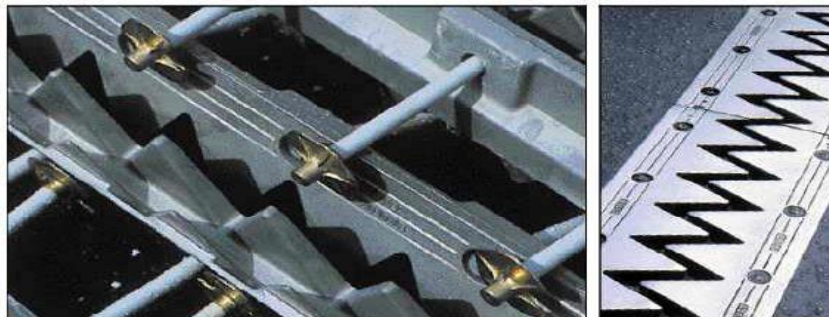


Figure IX.14 : Joint du type Wd160 (souffle moyen).

IX.4 Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par

IX.4.1 Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Etanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- Etanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes).
- Etanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- Etanchéité par MHC (moyen haute cadence).

IX.4.2 Couche de roulement

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de **22KN/m³** à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

IX.5 Dispositifs retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps.

IX.5.1 Le garde-corps

Il a essentiellement pour objectif la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

IX.5.2 Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur et rattrapant les irrégularités de la structure.

IX.5.3 Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de l'haussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

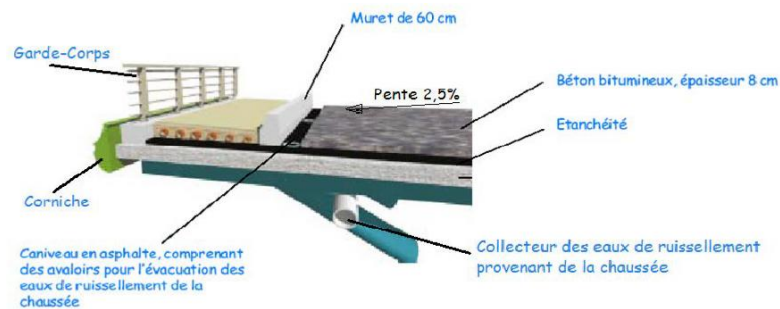


Figure IX.15 : Les équipements du pont.

IX.6 Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai, ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières.

Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

En fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calcul.

Conclusion générale

Conclusion générale

La construction par encorbellement n'est pas simple, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences. De sérieux problèmes apparaissent à long terme, à défaut d'estimation des pertes différées. L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures, sur les bases de leur dimensionnements, les sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution, et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme.

L'utilisation de la technique de construction en encorbellement s'est fortement développée ces dernières années. Particulièrement adaptée aux ouvrages de grande longueur, elle a été utilisée pour la réalisation d'importants viaducs routiers et ferroviaires. Ce mode de construction du tablier présente de nombreux avantages, le plus intéressant est le fait de pouvoir construire le tablier sans aucun contact avec le sol ce qui permet de franchir des vallées très profondes et très accidentées.

Enfin, l'étude de ce projet permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'**ENGOA**, ainsi de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine

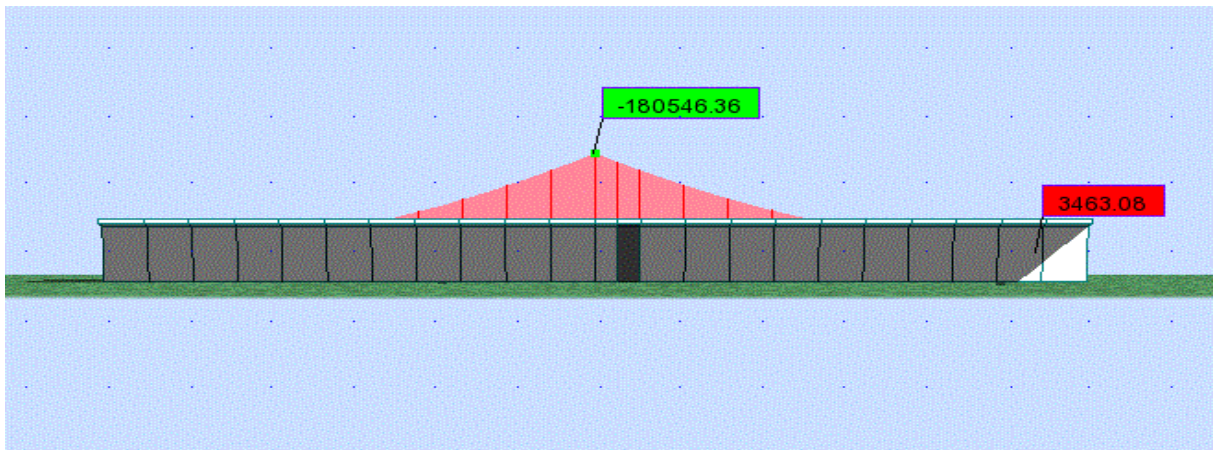
En matière de l'apport personnel, ce projet nous a été très bénéfique. Il nous a permis en premier lieu d'exploiter nos connaissances acquises pendant le cursus universitaire au sein de l'**UMMTO**, ainsi de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'**ENGOA**, et de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

En espère avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

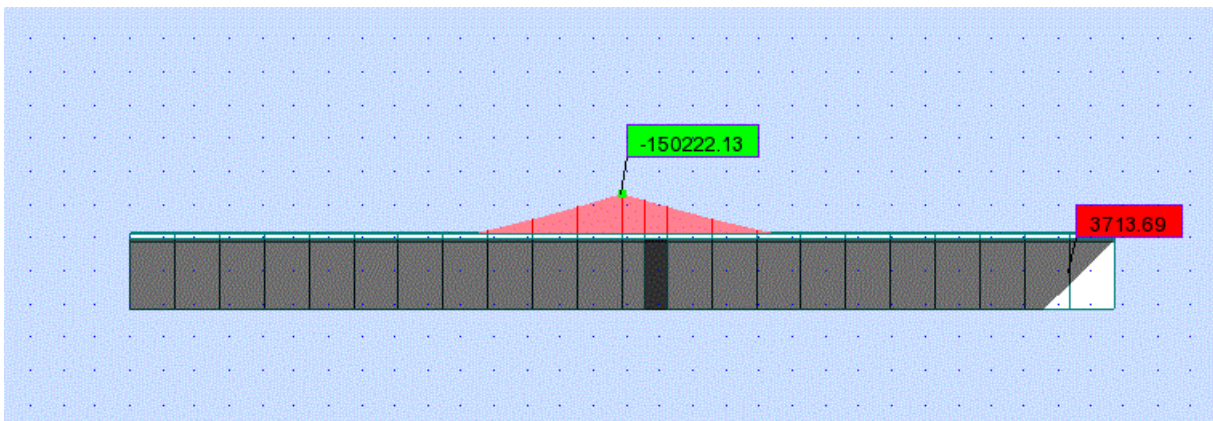
ANNEXES

ANNEXE A

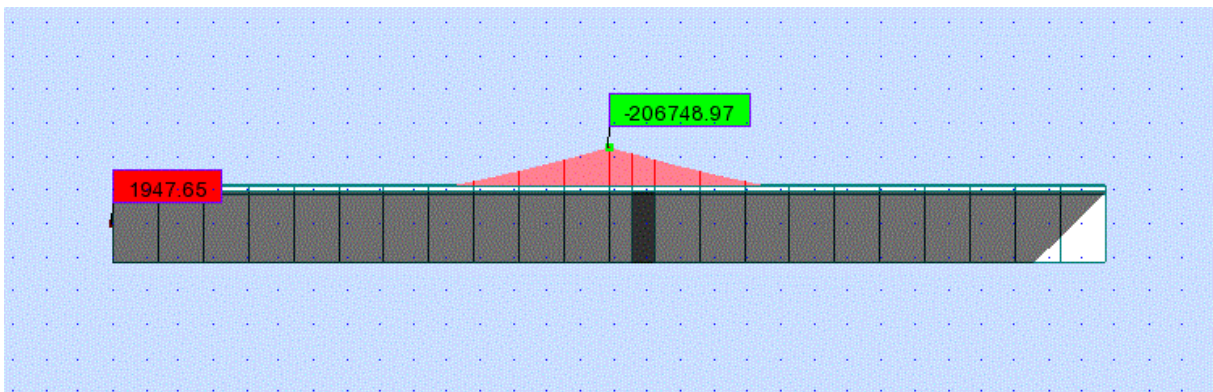
LES COMBINAISON DUES AU FLEAU :



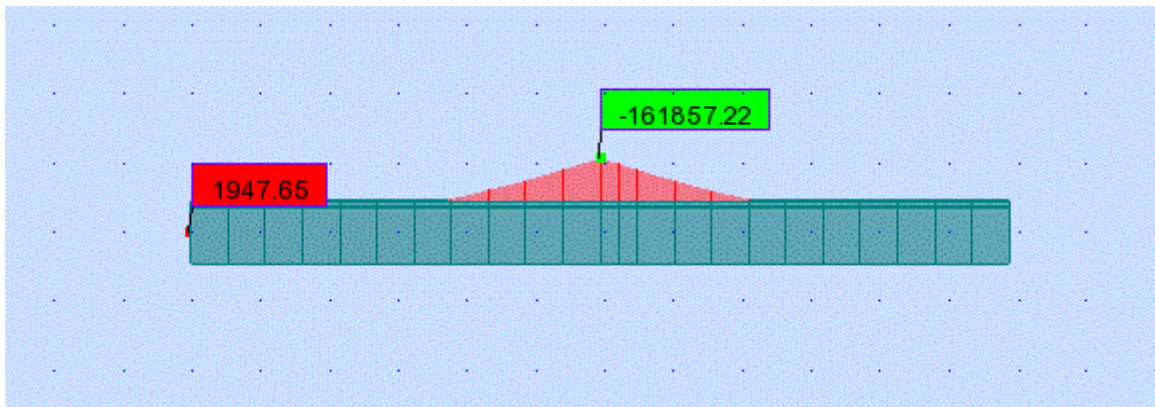
Annexe A.1 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A1



Annexe A.2 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A2

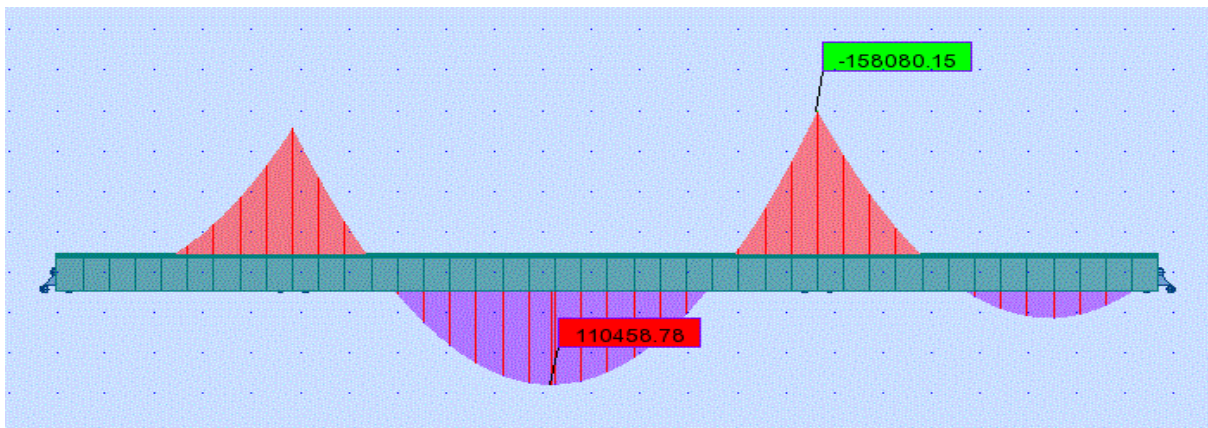


Annexe A.3 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B1

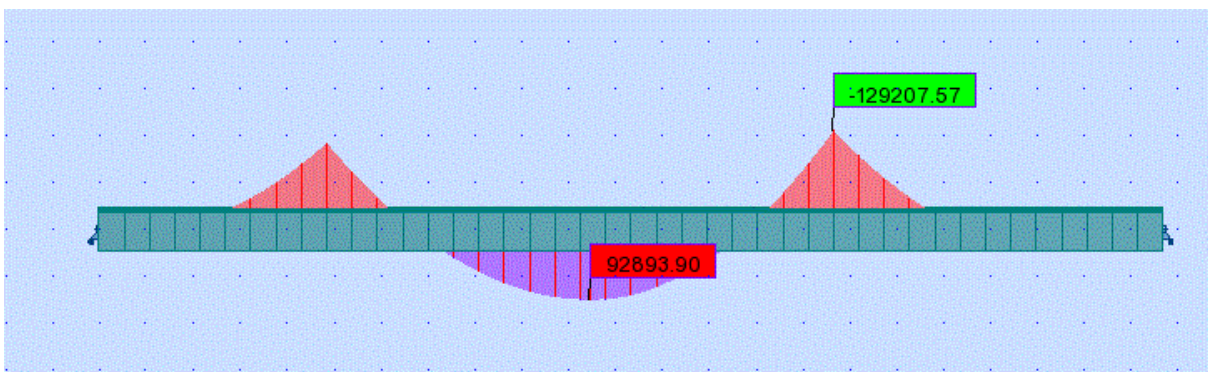


Annexe A.4 : Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B2

COMBINAISON DUES AUX TABLIER :

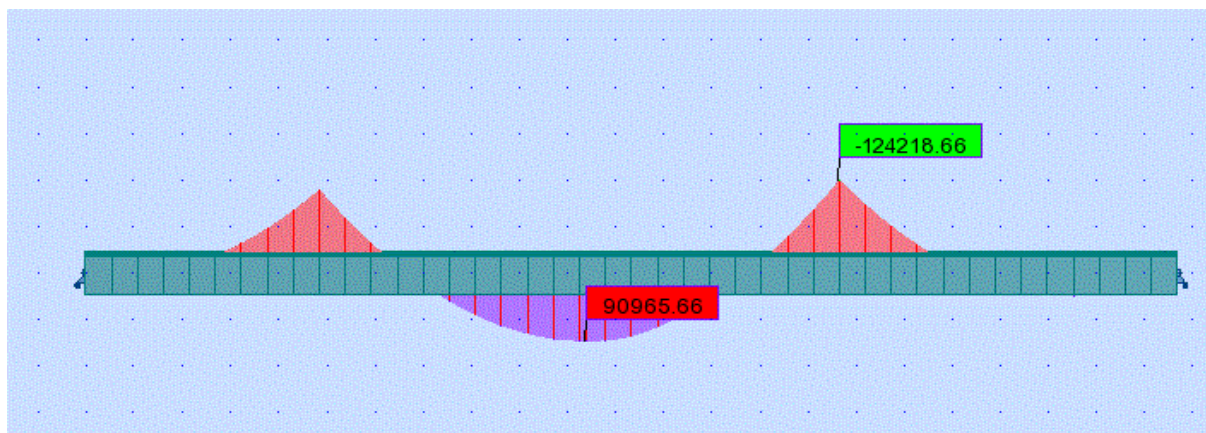


Annexe A.5 : sous Moment fléchissant longitudinal combinaison $1.35G+1.6AL+1.6St$

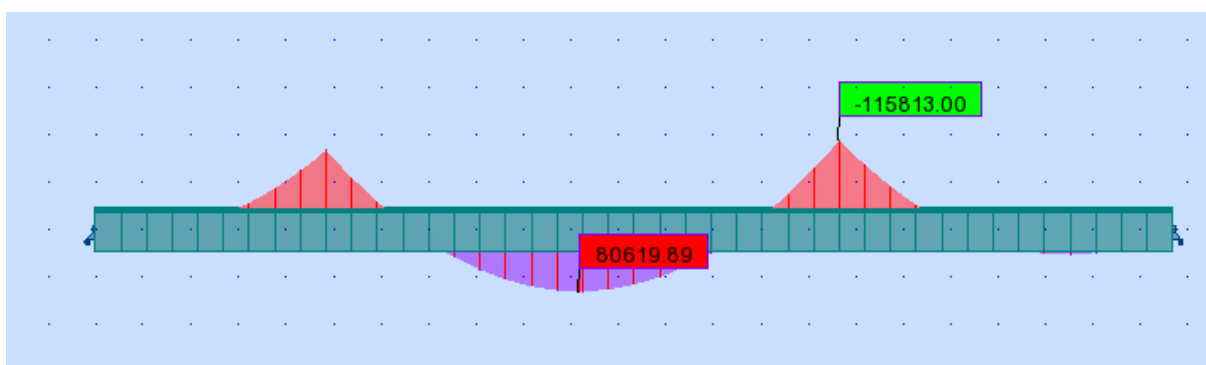


Annexe A.6 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $1.35G+1.6Bc+1.6St$

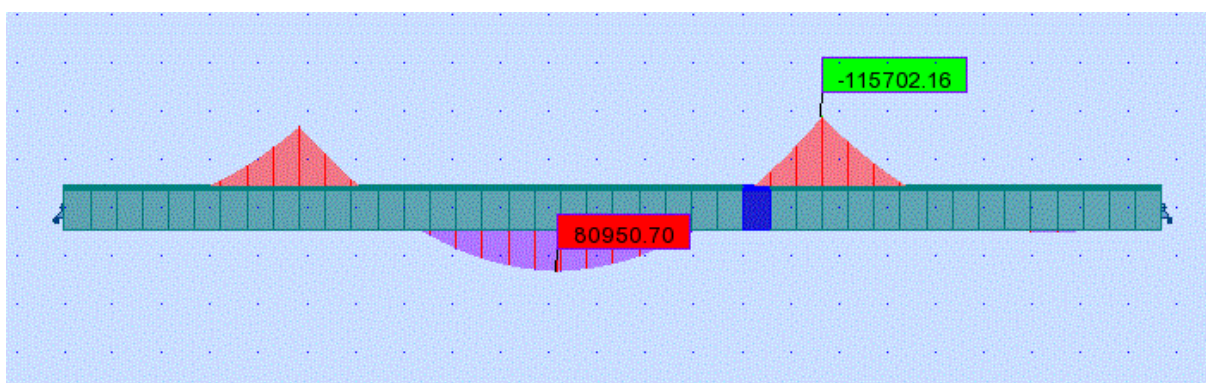
ANNEXE A



Annexe A.7 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St

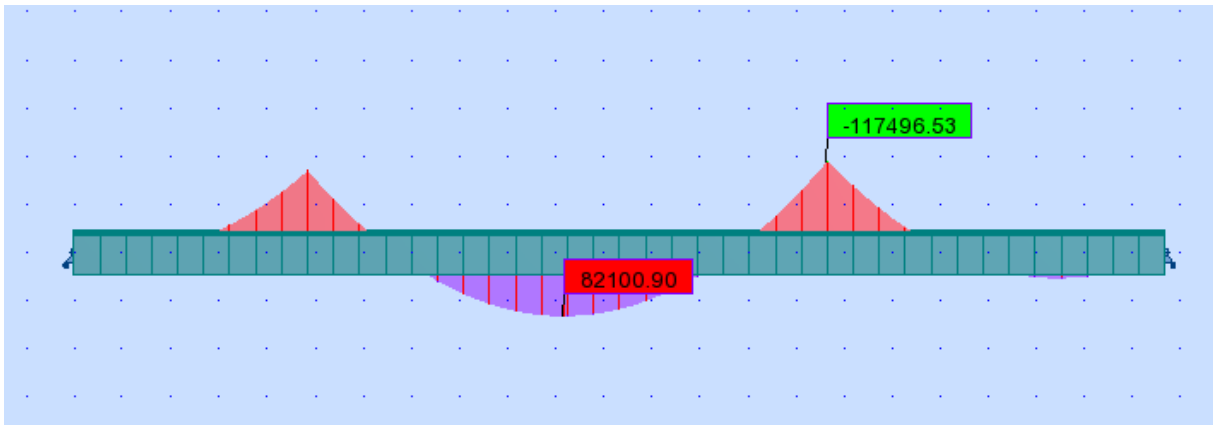


Annexe A.8 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.35Mc120

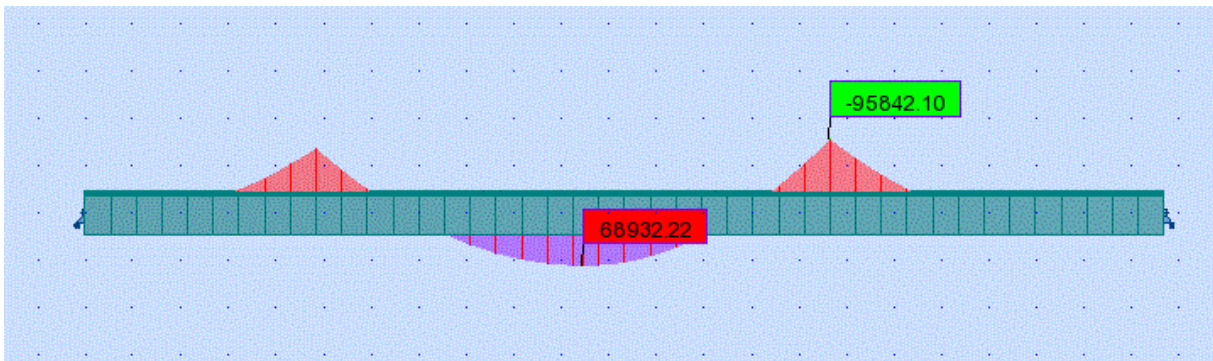


Annexe A.9 : Moment fléchissant longitudinal combinaison 1.35G+1.35D240

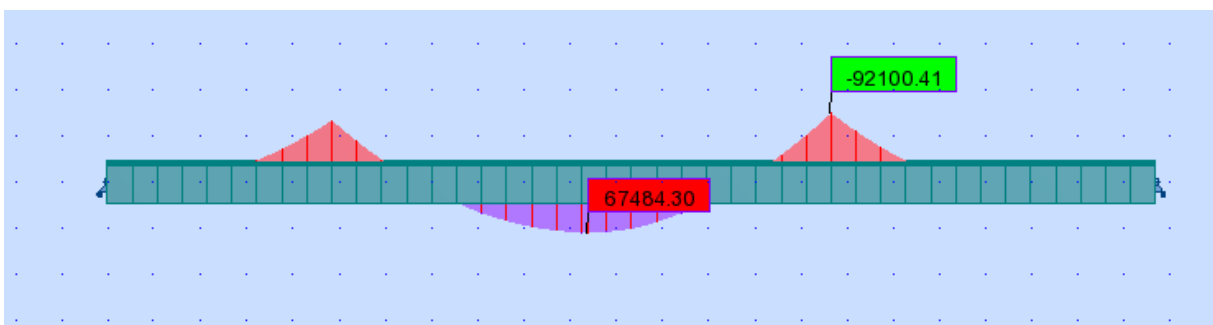
ANNEXE A



Annexe A.10 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $G+1.2AL+1.2ST$

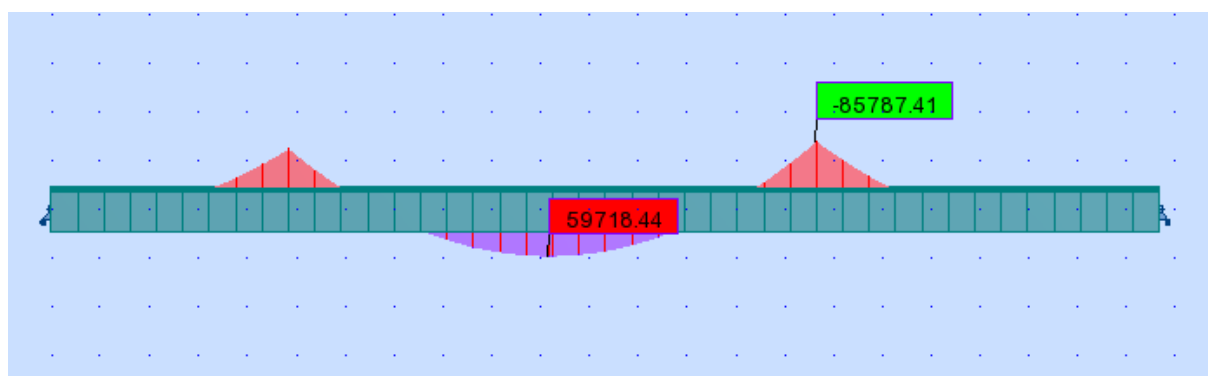


Annexe A.11 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $G+1.2Bc+1.2ST$

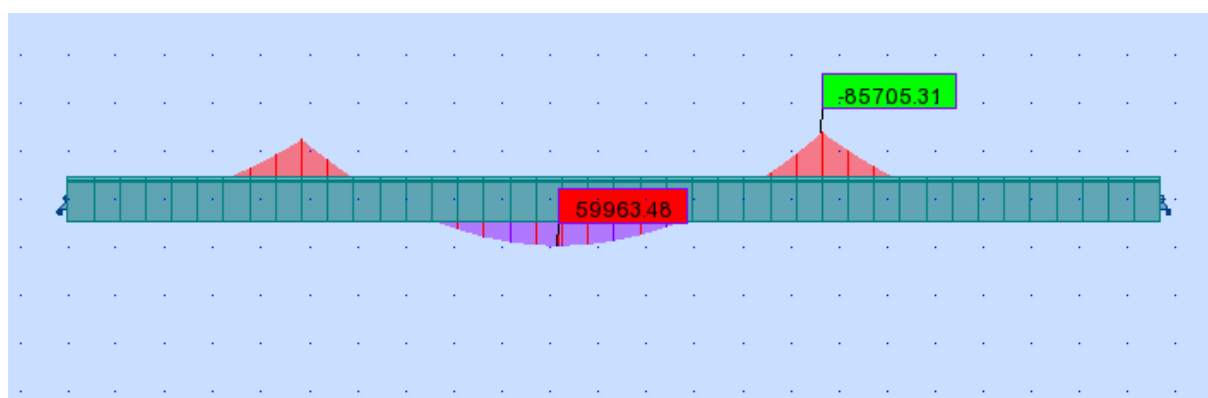


Annexe A.12 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $G+1.2Bt+1.2ST$

ANNEXE A



Annexe A.13 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+Mc120



Annexe A.14 : Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+D240