

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

# MEMOIRE

*De fin d'études*

*En vue de l'obtention du diplôme Master 2  
en Génie civil*

*OPTION : Voies et Ouvrages D'Arts*

## Thème

**CALCUL D'UN PONT CONSTRUIT PAR  
ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**



*Dirigée par :*  
**M<sup>r</sup> MERAKEB. S**

*Présenté par :*  
**M<sup>r</sup> BEKRI Mustapha**  
**M<sup>r</sup> BEKRI Oussama**

**Promotion 2014-2015**

## DÉDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant. La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie à Mes parents pour leur amour, leur soutiens et leur confiances. Rien n'aurait été possible sans eux.

A ma plus belle étoile qui puissent exister dans l'univers ; ma chères fille, celles à qui je souhaite une longue vie. Qui grâce a elle j'ai eu le courage et l'envie d'avancer.

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, à toi chère Mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune ne dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à toi cher Père.

A celle qui ma rendu heureux et qui ma offert le plus beau cadeau au monde ma très chères FEMME que j'aime beaucoup.

A ceux que j'aime et je respecte :

A mon frère, sa femme et mes sœurs.

A toute ma grande famille.

A mon cher binôme BEKRI OUSSAMA

A tout le groupe VOA de la promotion 2015.

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

je dédie ce modeste travail

BEKRI MUSTAPHA

## Remerciements

En premier lieu on tient à remercier, « ALLAH » qui nous à guidé sur le droit chemin tout au long du travail et de nous avoir donné la capacité de mener à bien ce modeste travail.

On remercie notre promoteur, Mr MERAKEB.S qui a fait tout son possible pour nous aider à réaliser ce travail.

AINSI, on remercie très sincèrement la direction des Travaux Publics qui nous ont proposé ce projet de fin d'étude.

A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, à tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

## DEDICACES

« Louange à dieu le seul et unique »

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les  
plus chères au monde ; ma chères mère et mon père ....

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance

Que dieu le tout puissant les protège.

A toute ma famille,

A mon cher binôme BEKRI Mustapha

Atout mes

Amis(es) : toute la promotion VOA 2015

A tous ceux que j'aime.

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,  
je dédie ce modeste travail.

BEKRI OUSSAMA

## SOMMAIRE

Histoire de la construction des ponts .....	
<b><u>CHAPITRE I : Généralité</u></b>	
Introduction.....	01
I.1. But de l'étude.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.4. Les exigences fonctionnelles.....	03
I.4.1. Données relatives à la portée.....	03
I.4.1.1. Tracé en plan.....	03
I.4.1.2. Profil en long.....	04
I.4.1.3. Profil en travers.....	04
I.4.2. Données relatives à l'obstacle franchir.....	04
I.5. Les exigences naturelles.....	04
I.5.1. Données géologiques.....	04
I.5.2. Données géotechnique.....	04
I.5.3. Données topographiques.....	05
I.5.4. Données climatiques.....	06
I.5.5. Données sismiques.....	06
I.6. Conclusion .....	06
<b><u>CHAPITRE II : Conception et Proposition des Variantes</u></b>	
II.1. Choix du type d'ouvrage.....	07
II.2. Critères de choix du type d'ouvrage.....	07
II.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage .....	07
II.4. Conception de tablier.....	07
II.4.1. Variante N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres.....	08
Introduction .....	08
II.4.1.1. Forme de la section transversale.....	08
II.4.1.2. Les avantages et les inconvénients.....	09
II.4.2. Variante N°02 : Pont à haubans.....	09

II.4.2.1. Description.....	09
II.4.2.2. Les avantages et les inconvénients.....	10
II.4.3. Variante N°03 : Pont caissons.....	10
Introduction.....	10
II.4.3.1. Forme de la section transversale.....	11
II.4.3.2. Les avantages et les inconvénients.....	11
II.5. Mode de construction.....	12
II.5.1. Tablier construit par poussage.....	12
II.5.2. Tablier construit par cintre.....	12
II.5.3. Tablier construit par encorbellement.....	13
II.5.3.1.voussoir coulé sur place.....	13
II.5.3.2.voussoirs préfabriqués.....	14
II.5.3.3.Systèmes rendus continus.....	15
II.6. La variante retenue.....	15
II.7.Conclusion.....	15

**CHAPITRE III : Caractéristiques des Matériaux**

III.1. Le Béton.....	16
III.1.1. Dosage.....	16
III.1.2. Densité .....	16
III.1.3. La résistance caractéristique à la compression.....	16
III.1.4. La résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 REVISE 99).....	17
III.1.5. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (BAEL 91 REVISE 99).....	17
III.1.6. Contrainte de calcul à l'état limite de service.....	17
III.1.7. Coefficient de poisson .....	17
III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E.....	18
III.1.9. Module de Déformation transversale du béton.....	18
III.2. Les aciers.....	18
III.2.1. Les aciers passifs.....	18
III.2.2. Les aciers actifs.....	19

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles.....	19
III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques .....	20
III.3. Conclusion.....	20

## **CHAPITRE IV : Pré-dimensionnement et Caractéristiques géométriques**

IV.1. Pré-dimensionnement.....	21
IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	21
IV.1.2. Distribution des travées .....	21
IV.1.3. Hauteur des voussoirs .....	21
IV.1.3.1. Hauteur sur pile.....	21
IV.1.3.2. Hauteur à la clé.....	22
IV.1.4. Découpage des voussoirs.....	22
IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale.....	23
IV.1.5.1. Epaisseur des âmes.....	24
IV.1.5.2. L'inclinaison des âmes .....	24
IV.1.5.3. Entraxe des âmes .....	24
IV.1.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur.....	25
IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure.....	25
IV.1.5.6. Les goussets.....	26
IV.2. Caractéristiques géométriques.....	27
IV.2.1. Section sur pile.....	28
IV.2.2. Section sur culée.....	29
IV.2.3. Loi de variation des différents paramètres.....	31
IV.2.3.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$ .....	32
IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$ .....	32
IV.2.3.3. Variation de la section $S(x)$ .....	33
IV.2.3.4. Variation de l'inertie $I(x)$ .....	34
IV.2.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir.....	36
IV.2.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile.....	37
IV.3. Conclusion.....	38

**CHAPITRE V : Charges et Surcharges**

Introduction.....39

V.1. Calcul des charges et surcharges.....39

    V.1.1. Charges hors trafic.....39

        V.1.1.1. Les charges permanentes (CP).....39

        V.1.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....39

    V.1.2. Les charges dues au trafic.....41

        V.1.2.1. Caractéristiques du pont.....41

        V.1.2.2. Calcul des surcharges routières.....42

V.2. Le Vent.....52

V.3. La température.....53

V.4. Le séisme.....53

V.5. Définition des actions.....53

    V.5.1. Actions permanentes.....53

    V.5.2. Actions variables.....53

    V.5.3. Actions accidentelles.....53

    V.5.4. Combinaisons des charges.....53

**CHAPITRE VI : Etude Longitudinale**

Introduction..... 55

VI.1. Charges appliquées à la console en cours de la construction.....57

VI.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau.....58

    VI.2.1. Effets dus au poids propre G.....58

    VI.2.2. Effets des surcharges réparties de chantier (QPRA1).....59

    VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (QPRA2).....61

    VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (QPRC1).....63

    VI.2.5. Vent.....64

VI.3. Etude de la stabilité des fléaux.....66

    VI.3.2. Les combinaisons des charges.....68

VI.4. Clavage des travées.....	69
VI.4.1. Clavage des travées de rive.....	69
VI.4.2. Clavage de la travée intermédiaire.....	72
VI.5. Etude longitudinale en phase de service.....	74
VI.5.1. Description générale du logiciel.....	74
VI.5.2. Modélisation.....	75
VI.5.4. Combinaisons de calcul.....	76
VI.5.4.1.Sollicitations dues aux charges permanentes.....	78
VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières.....	78
VI.5.4.3.Sollicitations dues au gradient thermique.....	80
VI.5.4.4. Les combinaisons d'action.....	80

## **CHAPITRE VII : Etude de la Précontrainte**

Introduction.....	81
VII.1. Mode de calcul.....	83
VII.1.1. Câble de fléau.....	83
VII.1.2. Câble de continuité.....	84
VII.2. Etude de la précontrainte de fléau.....	84
VII.2.1. Disposition des câbles.....	84
VII.2.2. Détermination de la précontrainte de fléau.....	84
VII.2.3. Détermination du nombre de câbles de fléau.....	85
VII.2.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir.....	86
VII.2.5. Etude du tracé des câbles.....	87
VII.2.6. Pertes de tension dans les câbles.....	94
VII.2.7.1. Les pertes instantanées.....	94
VII.2.6.2. Les pertes différées.....	99
VII.2.7.Variation des pertes différées dans le temps.....	102
VII.2.8.Conclusion.....	103
VII.3. Vérification des contraintes en phase de construction.....	103
VII.4 Etude de la précontrainte de continuité.....	105

VII.4.1. Les câbles de continuité.....	105
VII.4.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	105
VII.4.2.1. Câblage de la travée de rive.....	106
VII.4.2.2. Câblage de la travée intermédiaire.....	107
VII.4.3. Les pertes de précontrainte.....	108
VII.4.4. Vérification des contraintes en phase de service.....	109
VII.4.4.1. A vide (sous $M_{min}$ ).....	109
VII.4.4.2. En charge (sous $M_{max}$ ).....	109

## **CHAPITRE VIII : Etude Transversale**

Introduction.....	112
VIII.1. Modélisation.....	112
VIII.2. Définition des charges.....	113
VIII.3. Les combinaisons d'actions.....	114
VIII.4. Ferrailage.....	116
VIII.4.1. Ferrailage de voussoir prêt de la pile.....	117
VIII.4.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur.....	117
VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur.....	118
VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles.....	119
VIII.4.1.4. Ferrailage des âmes.....	119
VIII.4.2. Ferrailage de voussoir prêt de la culée.....	120
VIII.5. Vérification de l'effort tranchant.....	122
VIII.6. Vérification au poinçonnement.....	123
VIII.7. Vérification des âmes au flambement.....	123
Conclusion.....	124
VIII.8. Etude et ferrailage du bossage.....	125
V.III.8.1. Ferrailage du bossage.....	125
VIII.8.1.1. Bossage à un seul ancrage.....	126

## **CHAPITRE IX : Résistance à l'effort Tranchant**

Introduction.....	128
-------------------	-----

IX.1. Détermination de l'effort tranchant.....	128
IX.1.1. Effort tranchant du à la précontrainte.....	128
IX.1.2. Efforts dans les sections (Phase en service).....	129
IX.1.3. Correction dite effet RESAL.....	129
IX.2. Justification des âmes.....	131
IX.2.1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	132
IX.2.2. Vérification des contraintes pour la travée de rive.....	133
Conclusion.....	133

## **CHAPITRE X : Les Equipements du Pont**

Introduction.....	134
X.1. Appareils d'appui.....	134
X.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	134
X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	135
X.1.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action.....	135
X.1.2.2. Compression : sous réaction verticale.....	136
X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire.....	137
X.1.3. Vérification de l'appareil d'appuis.....	138
X.1.3.1. Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement.....	138
X.1.3.2. Vérification de condition de non flambement.....	139
X.1.3.3. Vérification de condition de non-soulèvement.....	139
X.1.4. Dimensionnement des frettés.....	139
Conclusion.....	140
X.2. Les dés d'appuis.....	141
X.2.1. Dimensions de dés d'appuis.....	141
X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis à la culée.....	141
X.3. Joints de chaussée.....	142
X.3.1. Choix du type de joint.....	142
X.3.2. Calcul du souffle des joints.....	143
X.3.2.1. Dilatation thermique.....	143

X.3.2.2.Retrait.....	143
X.3.2.3.Fluage.....	143
X.3.2.4.Souffle sismique.....	143
X.3.3. Type de joint choisi.....	145
X.4. Le revêtement du tablier.....	147
X.4.1. Couche d'étanchéité.....	147
X.4.2. Couche de roulement.....	147
X.5. Dispositifs retenue.....	147
X.6. Corniches.....	147
X.7. Evacuation des eaux.....	148
X.8. Autres équipements.....	148

## **CHAPITRE XI : Etude de la Pile**

Introduction.....	149
XI.1. Choix du type de pile.....	149
XI.2. Implantation des piles.....	149
XI.3. Pré-dimensionnement de la pile.....	150
XI.4. Les Fondations.....	150
XI.4.1. Choix du type de fondation.....	150
XI.4.2. Nombre de files de pieux.....	151
XI.4.3. La semelle.....	151
XI.4.3.1. La largeur.....	151
XI.4.3.2. La longueur.....	151
XI.4.3.3 .La hauteur.....	152
XI.5. Etude et ferrailage de la pile.....	152
XI.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	152
XI.5.2. Ferrailage de la pile.....	154
XI.5.2.1. Armatures longitudinales.....	154
XI.5.2.2. Armatures transversales.....	156
XI.5.3.Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	157

XI.6. Etude et ferrailage de la semelle.....	158
XI.6.1. Caractéristiques de la semelle.....	158
XI.6.2. Détermination du nombre des pieux.....	158
XI.6.3. Effort revenant à chaque pieu.....	159
XI.6.4. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles).....	160
XI.6.4.1. Armatures transversales inférieures.....	160
XI.6.4.2. Armatures de répartition.....	161
XI.6.4.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle.....	161
XI.7. Etude et ferrailage des pieux.....	163
XI.7.1. Actions sur les pieux.....	163
XI.7.1.1. Calcul de $\lambda$ .....	164
XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu.....	164
XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER.....	165
XI.7.2. Ferrailage des pieux.....	165
XI.7.2.1. Ferrailage longitudinal.....	165
XI.7.2.2. Ferrailage transversal.....	167

## **CHAPITRE XII : Etude de la Culée**

Introduction.....	168
XII.1. Choix de la Morphologie.....	168
XII.2. Implantation de la culée.....	169
XII.3. Pré-dimensionnement de la culée.....	169
XII.3.1. Mur de garde grève.....	169
XII.3.2. Le mur de front.....	169
XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent).....	170
XII.3.4. Les murs en retour.....	170
XII.3.5 Dalle de transition.....	170
XII.3.6. La semelle.....	170
XII.3.7. Sommier d'appui.....	171
XII.3.8. Les corbeaux.....	171

XII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	172
XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée.....	172
XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai.....	174
XII.4.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + emblais).....	175
XII.5. Ferrailage des éléments de culée.....	176
XII.5.1. Mur de garde grève.....	176
XII.5.1.1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève.....	176
XII.5.1.2. Ferrailage.....	179
XII.5.2. La dalle de transition.....	180
XII.5.2.1. Evaluation des efforts.....	180
XII.5.2.2. Ferrailage.....	181
XII.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	182
XII.5.3.1. Evaluation des efforts.....	182
XII.5.3.2. Ferrailage.....	183
XII.5.4. Mur en retour.....	184
XII.5.4.1. Evaluation des efforts.....	184
XII.5.4.2. Ferrailage.....	185
XII.5.5. Mur frontal.....	186
XII.5.5.1. Forces verticales.....	186
XII.5.5.2. Forces horizontales.....	186
XII.5.5.3. Evaluation des charges et surcharges.....	187
XII.5.5.4. Ferrailage.....	188
XII.5.6. La semelle.....	189
XII.5.6.1. Evaluation des efforts agissants sur la semelle.....	189
XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	190
XII.5.7. Etude et ferrailage des pieux.....	192
XII.5.7.1. Actions sur les pieux.....	192
XII.5.7.2. Ferrailage des pieux.....	194
<b>Conclusion Générale</b> .....	196
<b>Bibliographie</b> .....	197

## **Liste des Figures**

<b>Fig. I.1:</b> Les différentes parties de pont .....	02
<b>Fig. I.2:</b> Situation de l'ouvrage.....	03
<b>Fig. I.3:</b> Tracé en plan.....	04
<b>Fig. I.4:</b> différentes couches du sol.....	05
<b>Fig. II.1:</b> Coupe transversale du tablier.....	08
<b>Fig. II.2:</b> Pont à haubans.....	09
<b>Fig. II.3:</b> Pont caisson.....	10
<b>Fig. II.4:</b> Les différents types des caissons.....	11
<b>Fig. II.5:</b> Construction par poussage.....	12
<b>Fig. II.6:</b> Tablier coulé sur cintre.....	12
<b>Fig. II.7:</b> Construction par encorbellement.....	13
<b>Fig. II.8:</b> voussoirs coulés sur place.....	14
<b>Fig. II.9:</b> Stabilité du fléau lors de la réalisation.....	14
<b>Fig. II.10:</b> Pose des voussoirs préfabriqués.....	14
<b>Fig. II.11:</b> voussoirs de clavage.....	15
<b>Fig. III.1 :</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	17
<b>Fig. III.2 :</b> Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99) .....	18
<b>Fig. III.3 :</b> Acier actif ou toron.....	19
<b>Fig. III.4 :</b> Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.....	20
<b>Fig. IV.1 :</b> Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	21
<b>Fig. IV.2 :</b> Découpage en voussoirs.....	22
<b>Fig. IV.3 :</b> Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes.....	23
<b>Fig. IV.4 :</b> Gousset supérieur.....	26
<b>Fig. IV.5 :</b> Gousset inférieur.....	26
<b>Fig. IV.6 :</b> La section du voussoir sur pile.....	27
<b>Fig. IV.7 :</b> La section du voussoir à la clé.....	27
<b>Fig. IV.8 :</b> Coupe transversale du voussoir sur pile.....	28
<b>Fig. IV.9 :</b> Coupe transversale du voussoir sur clé.....	29

<b>Fig. IV.10</b> : Variation de la hauteur de la travée de rive.....	31
<b>Fig. IV.11</b> : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	32
<b>Fig. IV.12</b> : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	32
<b>Fig. IV.13</b> : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	33
<b>Fig. IV.14</b> : Variation de la section de la travée de rive.....	33
<b>Fig. IV.15</b> : Variation de la section de la travée intermédiaire.....	34
<b>Fig. IV.16</b> : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	35
<b>Fig. IV.17</b> : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.....	35
<b>Fig. IV.18</b> : Coupe transversale du voussoir plein sur pile.....	37
<b>Fig. V.1</b> : Glissière de sécurité.....	40
<b>Fig. V.2</b> : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	40
<b>Fig. V.3</b> : Profil en travers du pont.....	41
<b>Fig. V.4</b> : Les dimensions de système Bc.....	45
<b>Fig. V.5</b> : Les dimensions de système Bt.....	47
<b>Fig. V.6</b> : Dimensions de système Br.....	48
<b>Fig. V.7</b> : Les dimensions de système Mc120.....	50
<b>Fig. V.8</b> : Dimensions de système D240.....	51
<b>Fig. VI.1</b> : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.....	55
<b>Fig. VI.2</b> : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1).....	55
<b>Fig. VI.3</b> : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.....	56
<b>Fig. VI.4</b> : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2).....	56
<b>Fig. VI.5</b> : Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).....	56
<b>Fig. VI.6</b> : Vue 3D du modèle de calcul.....	58
<b>Fig. VI.7</b> : Poids propre du demi-fléau.....	58
<b>Fig. VI.8</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G.....	59
<b>Fig. VI.9</b> : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G.....	59
<b>Fig. VI.10</b> : Surcharges réparties de chantier.....	60
<b>Fig. VI.11</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1.....	60
<b>Fig. VI.12</b> : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1.....	61

<b>Fig. VI.13</b> : Surcharges concentrées.....	61
<b>Fig. VI.14</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2.....	62
<b>Fig. VI.15</b> : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA2.....	62
<b>Fig. VI.16</b> : Surcharges de l'équipage mobile.....	63
<b>Fig. VI.17</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRC1.....	63
<b>Fig. VI.18</b> : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRC1.....	64
<b>Fig. VI.19</b> : Surcharges du vent.....	64
<b>Fig. VI.20</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QW.....	65
<b>Fig. VI.21</b> : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QW.....	65
<b>Fig. VI.22</b> : Actions accidentelles.....	66
<b>Fig. VI.23</b> : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA.....	67
<b>Fig. VI.24</b> : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA.....	67
<b>Fig. VI.25</b> : Combinaisons en situation temporaire.....	68
<b>Fig. VI.26</b> : Combinaisons accidentelles.....	69
<b>Fig. VI.27</b> : Clavage.....	68
<b>Fig. VI.28</b> : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.....	68
<b>Fig. VI.30</b> : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive .....	70
<b>Fig. VI.31</b> : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	72
<b>Fig. VI.32</b> : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	72
<b>Fig. VI.33</b> : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	73
<b>Fig. VI.34</b> : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	73
<b>Fig. VI.35</b> : Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	73
<b>Fig VI. 36</b> : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	74
<b>Fig. VI. 37</b> : Vue en 3D du modèle de calcul.....	76
<b>Fig. VI.38</b> : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.....	78
<b>Fig. VI.39</b> : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.....	78
<b>Fig. VI.40</b> : Diagramme du moment fléchissant sous A (1).....	78
<b>Fig. VI.41</b> : Diagramme de l'effort tranchant sous A(1).....	79
<b>Fig. VI.42</b> : Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240.....	79

<b>Fig. VI.43</b> : Diagramme enveloppe des efforts tranchants sous D240.....	79
<b>Fig. VI.44</b> : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240).....	80
<b>Fig. VI.45</b> : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240).....	80
<b>Fig. VI.46</b> : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT).....	81
<b>Fig. VI.47</b> : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT).....	81
<b>Fig. VII.1</b> : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.....	87
<b>Fig. VII.2</b> : Câblage en élévation.....	88
<b>Fig. VII.3</b> : Tracé de câbles en élévation.....	92
<b>Fig. VII.4</b> : Tracé en plan d'un câble du fléau.....	92
<b>Fig. VII.5</b> : Tracé de câbles en plan.....	93
<b>Fig. VII.6</b> : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.....	96
<b>Fig. VIII.1</b> : Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	112
<b>Fig. VIII.2</b> : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	112
<b>Fig. VIII.3</b> : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU).....	114
<b>Fig. VIII.4</b> : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 2 (ELU).....	115
<b>Fig. VIII.5</b> : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU).....	115
<b>Fig. VIII.6</b> : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU).....	115
<b>Fig. VIII.7</b> : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3(ELU).....	116
<b>Fig. VIII.8</b> : Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3(ELU).....	116
<b>Fig. VIII.9</b> : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile.....	124
<b>Fig. VIII.10</b> : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé.....	124
<b>Fig. VIII .11</b> : Distribution du ferrailage dans un bossage.....	125
<b>Fig. VIII.12</b> : Détail de ferrailage d'un bossage.....	127
<b>Fig. IX.1</b> : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.....	128
<b>Fig. IX.2</b> : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson .....	129
<b>Fig. IX .3</b> : moment statique d'une section située au dessous de G.....	131
<b>Fig. X.1</b> : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	135
<b>Fig. X.2</b> : Dimension des couches d'appareil d'appui.....	135
<b>Fig. X.3</b> : Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.....	136

<b>Fig. X.4</b> : Détail de l'appareil d'appui.....	140
<b>Fig. X.5</b> . Dimensions en plan du dé d'appui.....	141
<b>Fig. X.6</b> : Ferrailage du dé d'appui à la culée .....	142
<b>Fig. X.7</b> : Joint du type Wd (souffle moyen).....	146
<b>Fig. X.8</b> : Les équipements du pont.....	148
<b>Fig. XI 1</b> : vue en plans de la pile 1.....	149
<b>Fig. XI.2</b> : Coupe longitudinale de la pile .....	152
<b>Fig. XI.3</b> : Coupe longitudinale.....	152
<b>Fig. XI.4</b> : Vue en plan de disposition des pieux au niveau des piles.....	153
<b>Fig. XI.5</b> : Efforts et diagramme du moment sur pile.....	153
<b>Fig. XI.6</b> : Répartition des armatures de la pile .....	154
<b>Fig. XI.7</b> : Abaque de Walther pour la flexion composée.....	156
<b>Fig. XI.8</b> : Ferrailage de la section de la pile.....	157
<b>Fig. XI. 9</b> : Vue en plan de la semelle.....	159
<b>Fig. XI.10</b> : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).....	162
<b>Fig. XI.11</b> : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).....	163
<b>Fig. XI.12</b> : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale).....	163
<b>Fig. XI.13</b> : Abaque de Walther.....	166
<b>Fig. XI.14</b> : Ferrailage du pieu.....	167
<b>Fig. XII.1</b> : Dalle de transition.....	170
<b>Fig. XII.2</b> : Les corbeaux.....	171
<b>Fig. XII.3</b> : Les dimensions de la culée.....	172
<b>Fig. XII.4</b> : Vue en plan de la culée.....	172
<b>Fig. XII.5</b> : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	177
<b>Fig. XII.6</b> : Ferrailage du mur garde grève.....	179
<b>Fig. XII.7</b> : Ferrailage de la dalle de transition.....	182
<b>Fig. XII.8</b> : Ferrailage du corbeau.....	183
<b>Fig. XII.9</b> : Ferrailage du Mur en retour.....	185
<b>Fig. XII.10</b> : Ferrailage du Mur frontal.....	188

**Fig. XII.11** : la semelle.....190

**Fig. XII.12** : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.....191

**Fig. XII.13** : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.....192

**Fig. XII.14** : Abaque de Walther.....194

**Fig. XII.15** : Ferrailage du pieu.....196

## Liste des tableaux

<b>Tab. IV.1</b> : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	27
<b>Tab. IV.2</b> : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	28
<b>Tab. IV.3</b> : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée de rive.....	30
<b>Tab. IV.4</b> : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée intermédiaire.....	36
<b>Tab. IV.5</b> : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	37
<b>Tab. IV.6</b> : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	38
<b>Tab. V.1</b> : Classification des ponts.....	41
<b>Tab. V.2</b> : les valeurs de coefficient $a_1$ .....	42
<b>Tab. V.3</b> : Valeurs de coefficient $b_c$ .....	45
<b>Tab. V.4</b> : Valeurs de coefficient $b_t$ .....	47
<b>Tab. V.5</b> : Valeurs des coefficients de majoration.....	54
<b>Tab. V.6</b> : Les combinaisons.....	54
<b>Tab. VI.1</b> : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau.....	66
<b>Tab. VI.2</b> : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau en situation accidentelle FA.....	67
<b>Tab. VI.3</b> : Combinaisons les plus défavorables.....	69
<b>Tab. VI.4</b> : Résultats des efforts (M, T) après clavage de la travée de rive.....	71
<b>Tab. VI.5</b> : Les différentes sollicitations et combinaisons selon le Fascicule 61.II.....	77
<b>Tab. VII.1</b> : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	86
<b>Tab. VII.2</b> .Description des câbles.....	87
<b>Tab. VII.3</b> : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau.....	91
<b>Tab. VII.4</b> : Tableau donnant les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau.....	93
<b>Tab. VII.5</b> : Valeurs de $f$ et $\varphi$ .....	95
<b>Tab. VII.6</b> : Résultats des pertes par frottement de chaque câble.....	95

<b>Tab. VII.7:</b> Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.....	97
<b>Tab. VII.8 :</b> Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.....	98
<b>Tab. VII.9 :</b> Pertes de tension par fluage.....	100
<b>Tab. VII.10 :</b> Pertes dues à la relaxation des aciers.....	101
<b>Tab. VII.11 :</b> Les pertes différées.....	102
<b>Tab. VII.12 :</b> Les pertes totales instantanées et différées.....	103
<b>Tab. VII.13:</b> Vérification des contraintes en construction.....	104
<b>Tab. VII.14 :</b> Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).....	106
<b>Tab. VII.15 :</b> Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire).....	107
<b>Tab. VII.16 :</b> Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.....	108
<b>Tab. VII.17 :</b> Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.....	109
<b>Tab. VII.18 :</b> Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et M max.....	110
<b>Tab. VII.19 :</b> Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M min et M max.....	111
<b>Tab. VIII.1 :</b> Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.....	114
<b>Tab. VIII. 2:</b> Ferrailage du hourdis supérieur.....	117
<b>Tab. VIII. 3 :</b> Ferrailage du hourdis inférieur.....	118
<b>Tab. VIII. 4 :</b> Ferrailage des consoles.....	119
<b>Tab. VIII. 5 :</b> Ferrailage des âmes.....	120
<b>Tab. VIII. 6 :</b> Ferrailage du voussoir prêt de la culée.....	121
<b>Tab. VIII. 7 :</b> Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).....	122
<b>Tab. VIII.8 :</b> Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).....	122
<b>Tab. IX .1 :</b> Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	132
<b>Tab. IX .2 :</b> Vérification des contraintes pour la travée de rive.....	133
<b>Tab. X.1 :</b> Différents modèles des joints Wd.....	146
<b>Tab. X.2 :</b> Caractéristiques physiques des joints Wd.....	146

<b>Tab. XI.1</b> : Points d'implantation des piles.....	150
<b>Tab. XI.2</b> : Les sollicitations maximales sur la pile.....	154
<b>Tab. XII.1</b> : Implantation de la culée.....	169
<b>Tab. XII.2</b> : Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.....	173
<b>Tab. XII.3</b> : Calcul des moments et des efforts globaux.....	174
<b>Tab. XII.4</b> : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	175
<b>Tab. XII.5</b> : Evaluation des efforts.....	179
<b>Tab. XII.6</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	186
<b>Tab. XII.7</b> : Sollicitations à la base du voile.....	187
<b>Tab. XII.8</b> : Les efforts agissants sur la semelle.....	188

## Histoire de la construction des ponts

L'histoire de l'architecture des ponts est en relation directe avec l'histoire de l'humanité. « Les hommes construisent trop de mur et pas assez de pont » **Isaac Newton**.

Les sociétés en expansion ont besoin davantage d'espace et doivent chercher des moyens pour surmonter les obstacles naturels.

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, à des lianes ou des cordes tendues au travers d'une vallée étroite. De telles structures sont toujours utilisées.

Les progrès techniques permirent ainsi aux communautés de s'étendre en développant plus de communication avec les voisins, plus de marchandises, favorisant ainsi les transports et le commerce.



### L'Antiquité :

**Fig. I.1 : Arbre, cordes, piles en branche.**

Les ponts à poutres de bois semblent être le type de pont le plus couramment utilisé dans l'Antiquité, Au VI<sup>e</sup> siècle av. J.-C., le roi babylonien Nabuchodonosor fit construire un pont en bois de cyprès et de cèdre au-dessus de l'Euphrate. Le fleuve fut tout simplement détourné afin de mieux asseoir les piles du pont dans le lit. Il fallut attendre les Etrusques, puis les Romains, pour voir apparaître des ponts en arches de maçonnerie.



Les Romains construisent aussi de nombreux ponts sur chevalets en bois, dont l'un est décrit dans les Commentaires de Jules César. Ces ponts en bois atteignent **30 m** de portée. Dès le II<sup>e</sup> siècle av. J.-C., ils construisent des ouvrages en maçonnerie dans les rivières, grâce à un ciment appelé pouzzolane (mélange de chaux, de sable, de poudre de roche volcanique de Pozzuoli et d'eau). Le pont du Gard, ouvrage monumental édifié en **19 av. J.C.**

L'art des architectes romains était la clef de voûte du réseau de transports terrestres et d'acheminement de l'eau, et par conséquent un des piliers de la puissance de l'Empire romain : avoir la mainmise sur les ponts, c'était en effet avoir en partie la mainmise sur le territoire et par voie de conséquence sur ses habitants.

## Au Moyen Age :

Il suffit de regarder le pont de Millau pour se rendre compte que les ponts ne servent pas seulement à franchir des obstacles. Ce sont pour la plupart des œuvres d'art et des symboles.

L'Eglise prenait souvent en charge la construction et l'entretien des ponts. Des «confréries de pontiers» permettaient aux pèlerins et aux marchands de poursuivre leur voyage. Les techniques se perdent un peu, l'arc brisé, plus facile à construire, car ne requérant pas une aussi grande précision dans la pose et l'ajustement des claveaux, prend le pas sur l'arc en plein cintre.

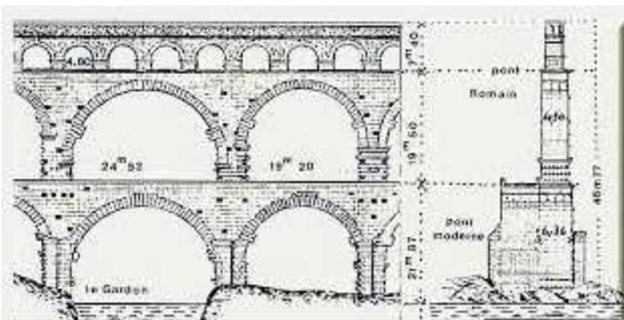
La réalisation de ponts en bois prend également de l'essor.

Des charpentes inclinées permettent de raidir le tablier, on construit aussi des travées en arcs réticulés dont la portée peut atteindre **60 m**. Les ponts étaient souvent un lieu de sociabilité et d'échanges commerciaux : des ponts supportant des habitations, comme le **Ponte Vecchio à Florence** et le **Rialto à Venise**, n'avaient rien d'exceptionnel au Moyen Age.



## Les temps modernes :

Durant la Renaissance, la forme des ponts est influencée par les études scientifiques des structures et des forces en jeu. **Andrea Palladio** décrit différents types de ponts à treillis en bois : cette armature exploite la rigidité du triangle, indéformable, tout en nécessitant moins de matériau que les poutres ou les arcs.



En **1502**, **Léonard de Vinci** conçoit le projet d'un pont qui doit être construit à **Istanbul** : un pont en arc en maçonnerie d'une seule travée de **240 m**.

La première révolution industrielle venue d'Angleterre se propage en Europe, avec le développement du chemin de fer, de nouveaux besoins et de nouveaux matériaux apparaissent. Le pont enjambant le Severn, construit en **1779** près de **Birmingham**, fut le premier ouvrage en arc réalisé en fonte. Succès considérable, la résistance à poids égal du métal étant supérieure à celle de la maçonnerie, il devenait possible d'envisager des structures plus importantes, plus esthétiques d'une part et d'autre part plus rapide à réaliser.

## L'époque contemporaine :



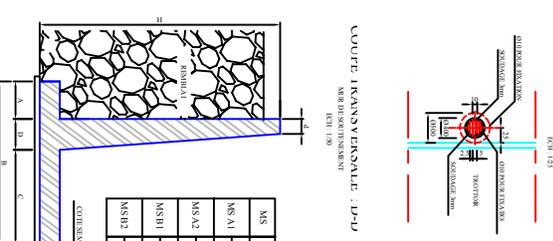
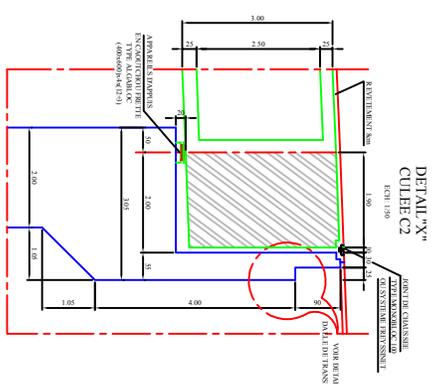
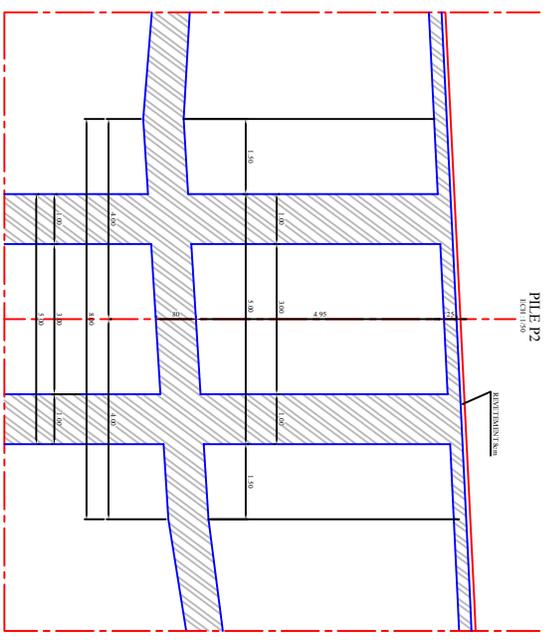
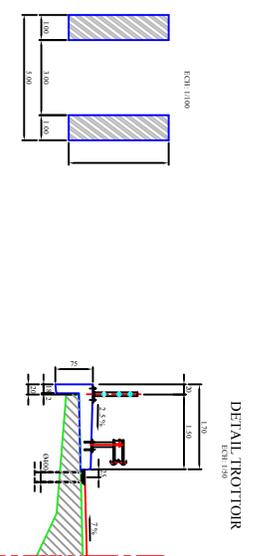
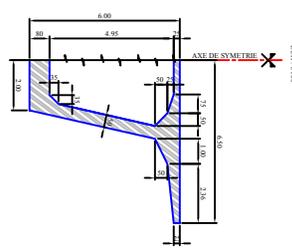
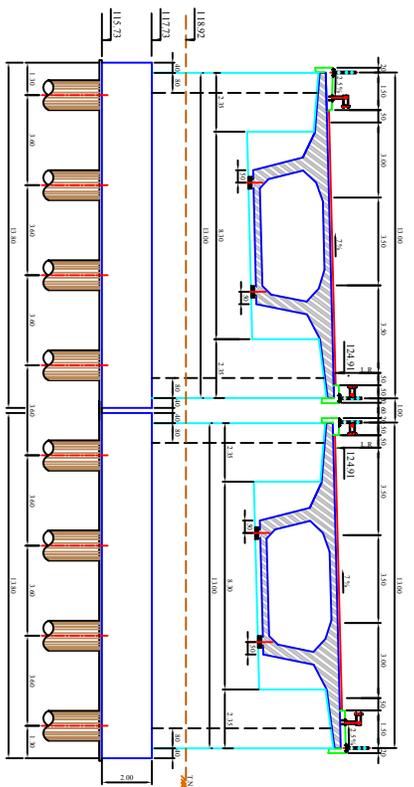
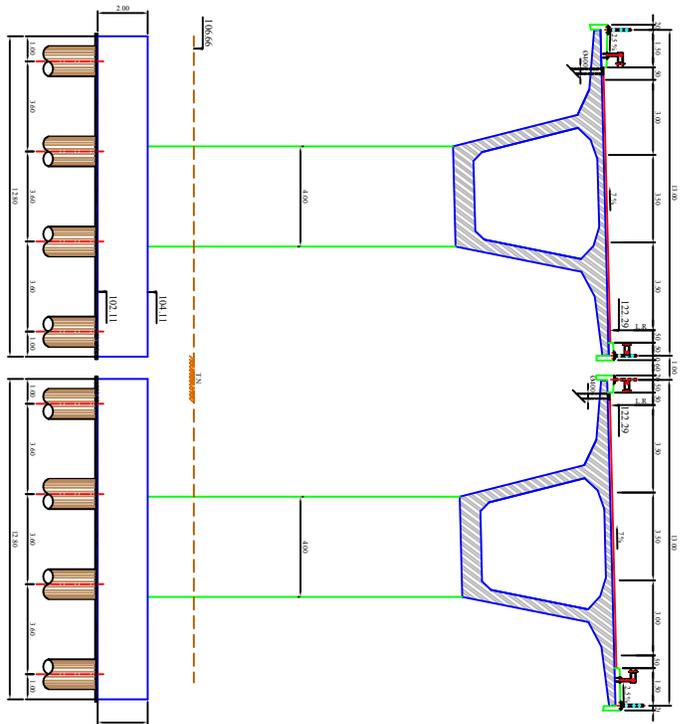
en béton coulé en **1853**.

Le pont de la Manufacture, construit à Châtellerault de **1896 à 1907**, est le premier pont en béton armé dont la portée dépassa **100 mètres**. Malgré son apparence de pont traditionnel, le pont est techniquement d'avant-garde et demeura, grâce à ses trois arches de **50** et **40 mètres**, le plus grand pont entièrement en béton armé, jusqu'en **1911**.

Les techniques artisanales et empiriques des temps passés ont été supplantées par l'ingénierie scientifique, il en résulte des jonctions impressionnantes par leur technicité et leur esthétique : **le Golden Gate** présente aujourd'hui encore un aspect fascinant. Construit de **1933 à 1937**, ce pont suspendu de **2700 mètres** de longueur était à l'époque le plus **long du monde**, et il le resta jusqu'en **1964**.

## Conclusion :

Pour acheminer les troupes à l'époque romaine, pour transporter plus loin et plus vite des marchandises à l'aube de la révolution industrielle, étendre les zones d'habitations urbaines, développer des voies de communications rapides et fluides, le pont est devenu au cours de l'histoire une nécessité, ses techniques de construction évoluant au fur et à mesure de l'invention des nouveaux matériaux.



MS	COULÉ	COULÉ	H	B	A	B	C	D	D
MS.A1	11.20	10.42	7.25	60	90	4.00	2.90	60	30
MS.A2	11.20	10.42	7.25	60	90	4.00	2.90	60	30
MS.B1	12.48	11.71	7.85	60	90	4.00	2.90	60	30
MS.B2	12.48	11.71	7.85	60	90	4.00	2.90	60	30

**HYPOTHESES DE CALCUL**  
 - DIMENSIONNEMENT A RENDRE PASQUE NO BI  
 - SINGULIERE MILITAIRE MC 700 A10  
 - SINGULIERE MILITAIRE MC 700 A10  
 - CONVOI EXCEPTIONNEL 500  
 - SURTENE EMPANNEE (3.20x3.00m)  
 - SINGULIERE MILITAIRE MC 700 A10  
 - SINGULIERE MILITAIRE MC 700 A10  
**MATERIAUX**  
 - ACIER D'ARMATURE S275  
 - ACIER D'ARMATURE S275  
 - BETON S275 R28 N/mm²  
**PRECONTRAINTE**  
 - DIRECTION LONGITUDINALE  
 - DIRECTION LONGITUDINALE  
 - DIRECTION LONGITUDINALE  
 - DIRECTION LONGITUDINALE  
 - DIRECTION LONGITUDINALE

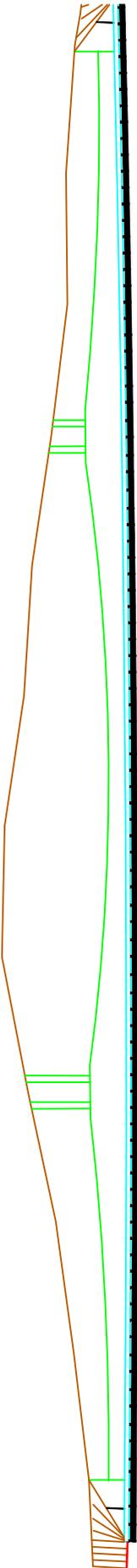
-NOTA : Selon le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à :  
 - 7 969 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.  
 - 11 085 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.  
 - 12 932 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.

الجوانب العامة للمشروع  
 REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT  
 LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST  
 DU PK00+000 AU PK36+058  
 O.A.D.U PK29+360 AU PK29+580

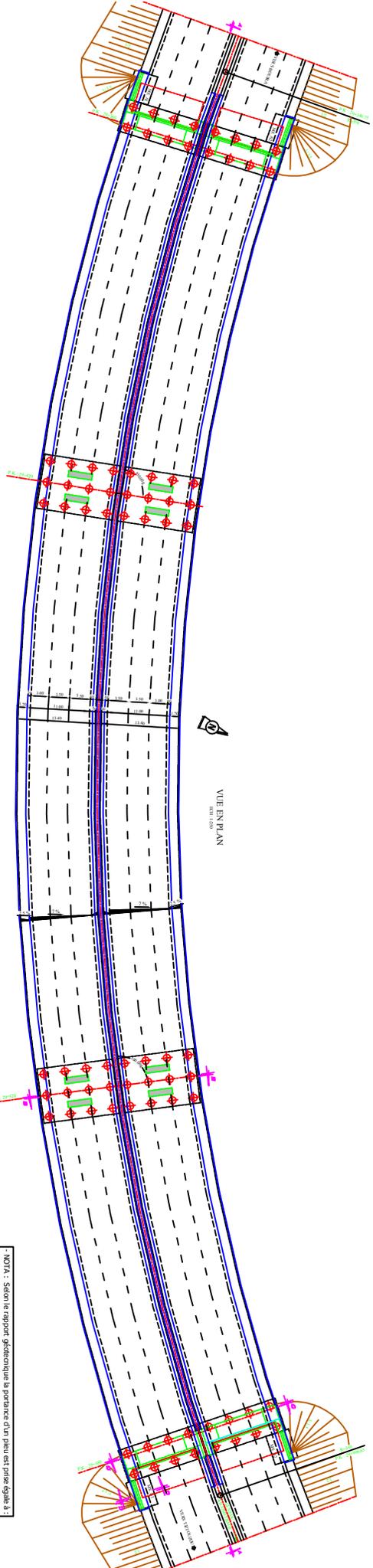
AVANT PROJET DETAILLE

REVISION	DATE	NATURE DE LA REVISION	SIGNATURE	ETABL:	PLAN no : 16 B
01	17-03-2013	Modification sur les fondations (Pieux et Semelles)		DESSEINE: 50/25/10	ECHELLE:1/100/
				VERIFIE:	DATE : JAN 2011

VUE EN ELEVATION



VUE EN PLAN



NOTA : Selon le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à :

- 7 969 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 11 085 KN à TELU pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 12 392 KN à TELX pour un pieu de 12 m de profondeur.

Etablissement : <b>AVANT PROJET DETAILLE</b> Révisé par : <b>REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST</b> Dessiné par : <b>DU PK00+000 AU PK36+058</b> Vérifié par : <b>PLAN GENERAL</b> Date : <b>04.03.2011</b>		Révisé par : <b>04.03.2011</b> Dessiné par : <b>04.03.2011</b> Vérifié par : <b>04.03.2011</b> Date : <b>04.03.2011</b>	
Révisé par : <b>04.03.2011</b> Dessiné par : <b>04.03.2011</b> Vérifié par : <b>04.03.2011</b> Date : <b>04.03.2011</b>		Révisé par : <b>04.03.2011</b> Dessiné par : <b>04.03.2011</b> Vérifié par : <b>04.03.2011</b> Date : <b>04.03.2011</b>	

## I.1.INTRODUCTION :

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc.), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, ou un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage).

La conception d'un pont résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont le but est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en tenant compte de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, avec l'intégration d'un certain nombre d'exigences de qualité architecturale.

L'étude d'un projet de pont est l'esprit d'un ingénieur expérimenté et imaginatif, avec une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs proportions d'exécution, l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution en assurant parfaitement son service avec un coût optimal.

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

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

### Différents types de ponts :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimension (quelque mètres).
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts et généralement situé en site terrestre.

### On peut également classer les ponts selon :

- **Le matériau utilisé** (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- **La nature de la voie portée** (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal...).
- **La structure** (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).



Pont en Arc



Pont Haubané



Pont en Caissons

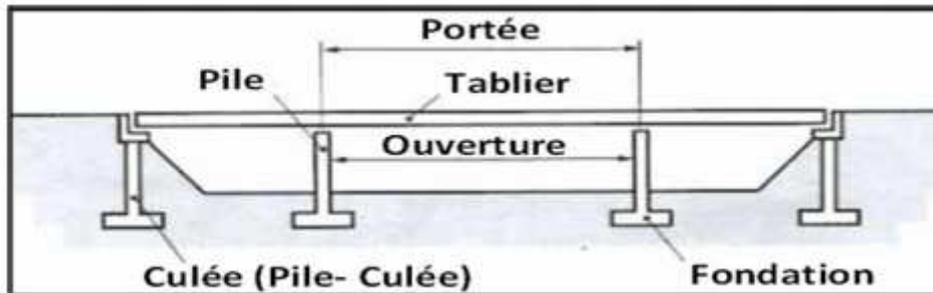


Pont en Voutes

- **La forme** (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).

- **Leur mode d'exécution** (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage,...).

**Un pont se compose des parties suivantes :**



**Figure. I.1 : Les différentes parties du pont.**

- **Le tablier** : élément résistant portant la voie, il repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) sur les appuis.
- **Les appuis** : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais, les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.
- **Les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais ( $\theta$ ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit,  $\theta = 90^\circ$  ou  $100 \text{ gr}$ .

## **I.2. But de l'étude :**

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont franchissant un Talweg sur l'aménagement en axe autoroutier de la **RN 25** (pénétrante) dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. Pour la conception du pont, trois variantes seront proposées et par une analyse multicritère qualitatif, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

## **I.3. Présentation de l'ouvrage :**

Le présent projet a été proposé par le bureau d'étude de la **Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Tizi-Ouzou**, l'objet de notre étude consiste en la conception et le dimensionnement d'un pont construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place qui rentre dans le cadre du projet de la **pénétrante (RN25)** reliant **Tizi-Ouzou à Bouira**(Est-Ouest) pour permettre de

franchir un Talweg sur une longueur de **220m**, il est compris entre le **PK 29+360** et le **PK29+580** et se compose de trois (03) travées :

- Une travée centrale de **100 m**.
- Deux travées de rives de **60 m**.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.60 m** construits par **encorbellement successif**. Chaque viaduc a une largeur totale de **13 m** à **trois voies** de circulation de **3,50m** chacune. On se contente d'étudier le pont allant de **Tizi-Ouzou vers Bouira**.



**Figure. I. : Situation de l'ouvrage**

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- **Les exigences fonctionnelles** qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- **Les exigences naturelles** qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

#### **I.4. Les exigences fonctionnelles :**

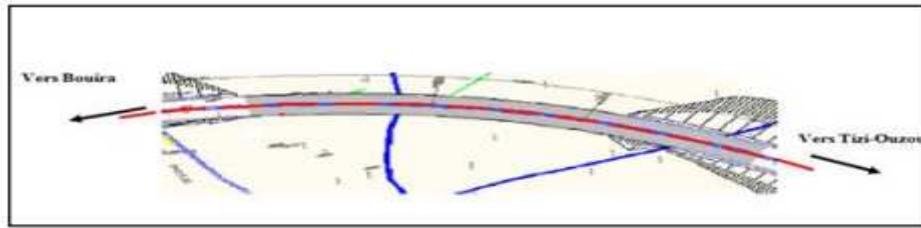
Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan ; profil en travers ; profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

##### **I.4.1. Données relatives à la portée :**

###### **I.4.1.1. Tracé en plan :**

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

La structure géométrique de l'ouvrage présente un arc de longueur de **220m** et de rayon **370m**.



**Figure. I.3 : tracé en plan.**

#### **I.4.1.2. Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de **0.9 %** en partant du niveau **122.80m** au niveau de **124.91m**.

#### **I.4.1.3. Profil en travers :**

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

L'ouvrage comporte une chaussée à **3 voies** de même sens de circulation.

- **Largeur roulable  $L_r = 11,00$  m.**
- **Largeur utilisée  $L_t = 13,20$  m.**
- **Largeur des trottoirs  $1.70$  m d'un côté et  $0.50$  m du côté opposé.**

#### **I.4.2. Données relatives à l'obstacle à franchir :**

L'ouvrage franchit un Talweg sur une longueur **220 m**. Ce dernier se trouve au fond d'une dépression dont les deux berges présentent respectivement des pentes moyennes de **39°** et **13°**. La hauteur de l'ouvrage par rapport au point bas de ce talweg, dans sa verticale est de **47,50 m**

#### **I.5. Les exigences naturelles :**

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

##### **I.5.1. Données géologiques :**

La localité d'**AZEMMUR U MERYEM** dans la daïra de **DRAA BEN KHEDDA** est constituée essentiellement par des limons sableux (cailloux et galets), mica schiste de marne grise et des argiles limoneuses.

Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis. (Ces sondages sont réalisés de laboratoire de la D.T.P).

### I.5.2. Données géotechniques :

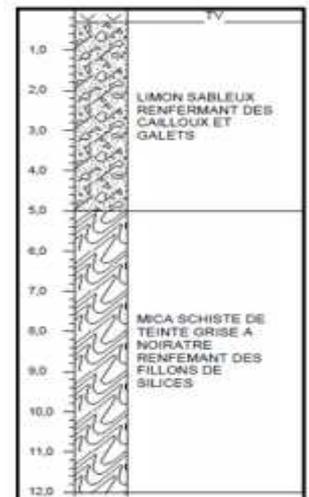
Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel.

La reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés des :

- **Paramètres mécaniques de résistance** (pour les problèmes de capacité portante).
- **Paramètres rhéologiques** (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- **Compacité** (pour les problèmes de terrassement).
- **Perméabilité** (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Pour notre projet, le rapport de sondage géotechnique menu par le laboratoire central des travaux publics laissent apparaître les résultats constituées des couches suivantes :



**Figure. I.4 : Différentes couches du sol.**

#### • Essai pressiométrique :

- **Le module pressiométrique « E »** qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de **125,32 bars** à **2m** jusqu'à **3925,72 bars** à **10m** de profondeur.
- **La pression limite « PL »** qui définit la résistance du sol à la rupture, varie de **15.55 bars** à **2m** jusqu'à **50 bars** à **10m** de profondeur.

Vue la nature des terrains et leurs caractéristiques géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation profonde sur pieux forés dont l'ancrage se fera à **12m** de profondeur.

### I.5.3. Données topographiques :

Il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terres et choisir les emplacements adéquats pour les

installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

Notre ouvrage est situé sur une **zone accidentée**.

#### **I.5.4. Données climatiques :**

- **Le vent** : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) ( $2\text{KN/m}^2$ ).
- **La neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- **La température** : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussée et des appareils d'appui ( $\pm 12^\circ\text{C}$ ).

#### **I.5.5. Données sismiques :**

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

**Zone 0** : sismicité négligeable.

**Zone I** : sismicité faible.

**Zone IIa**: sismicité moyenne.

**Zone IIb**: sismicité élevée.

**Zone III** : sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en **zone IIa**.

#### **I.6. Conclusion :**

Dans ce chapitre on a définie les différents éléments constitutifs d'un pont, présenter notre ouvrage en précision les exigences naturelles et fonctionnelles qui nous serons utiles pour la conception.

## **II.1. Choix du type d'ouvrage :**

Le choix d'un type d'ouvrage s'appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisi doit être capable de satisfaire au mieux possible à toutes les exigences naturelles et fonctionnelles pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir techniquement et économiquement à la meilleure solution.

Cette opération fait appel à l'expérience et la connaissance de l'ingénieur, et ne peut pas être automatisée vu la complexité et la variété des problèmes et l'évaluation incessante des types d'ouvrages "nouvelles méthodes, exécution, nouvelles formes d'ouvrages, nouveaux matériaux".

Il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix et du changement dans les domaines cités précédemment.

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

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, le bon choix du type d'ouvrage dépend :

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

## **II.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :**

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

## **II.4. Conception de tablier :**

Nous proposons trois variantes suivantes :

- **Variante N°01** : Ponts mixtes acier-béton bipoutres.
- **Variante N°02** : Pont à haubans.
- **Variante N°03** : Pont caissons.

## II.4.1 : Pont mixte acier-béton :

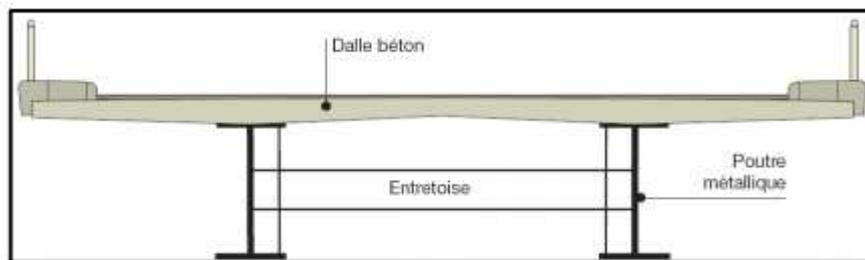


### Introduction

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

#### II.4.1.1. Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en **I** à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple.



**Fig. II.1 : Coupe transversal du tablier**

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en **I**, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts extérieurs appliqués, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- **de résistance.**
- **d'instabilité.**

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine dont l'épaisseur dépend :

- **De l'usinage** (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- **Des phénomènes de voilement** (nombre de raidisseurs).
- **De l'esthétique** (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Et une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- **largeur des encorbellements.**
- **présence de trottoirs ou de superstructures lourdes** (corniche, caniveaux....)
- **nature de charge** (militaire, lourds...)

### **II.4.1.2. Les avantages et les inconvénients :**

#### **a) Les avantages :**

- La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 110) m.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La précision dimensionnelle des structures.

#### **b) Les inconvénients :**

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

### **II.4.2. Pont à haubans :**



**Fig. II.2. Pont à hauban**

#### **II.4.2.1. Description :**

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées, dans de tel ponts le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle particulier et essentiel : en effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont ancrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils rigidifient l'ouvrage.

#### **II.4.2.2. Les avantages et les inconvénients :**

##### **a) Les avantages :**

- Ils représentent une grande importance esthétique.
- Ils sont utilisés pour les grandes portées (généralement supérieur à 200m).

### b) Les inconvénients :

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une grande quantité d'acier.
- La complexité d'exécution (ils demandent une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- L'augmentation considérable des moments du poids propre par suite de variation de l'inertie des consoles.
- L'accroissement des contraintes de compression de la membrure inférieure.
- La multiplication des câbles de précontrainte de fléau.

### II.4.3. Pont caissons :



**Fig. II.3. Pont en caisson**

### Introduction

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

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

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de **50 à 70 m**.

Dans notre ouvrage on a une longueur de **220m**, donc on prend la hauteur du tablier **variable**.

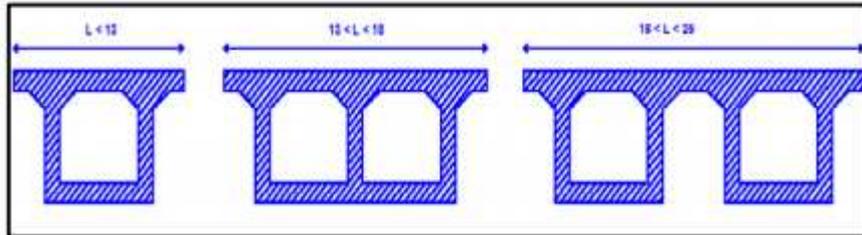
#### II.4.3.1. Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts, suit le profil en travers de la chaussée qu'il reliera. Pour donner au hourdis inférieur une épaisseur suffisante sans augmenter la section strictement nécessaire, on est quelque fois amené à incliner les âmes, de façon à réduire la largeur de la membrure inférieure.

### Les critères de choix du type de caisson sont :

Le choix du type de caisson dépend de la largeur du tablier, si :

- $L < 13\text{m}$  : Poutre caisson unique. (Deux âmes)
- $13 < L < 18\text{m}$  : Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- $L \geq 18\text{m}$  : Deux caissons séparés.



**Fig. II.4 : Les différents types de caissons**

### II.4.3.2. Les avantages et les inconvénients :

#### a) Les avantages :

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Une belle forme esthétique.
- La portée plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

#### b) Les inconvénients :

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

### II.5. Mode de construction :

Il existe différents modes de construction :

#### II.5.1. Tablier construit par poussage :



**Fig. II.5. Construction par poussage**

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à préfabriquer le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces piles définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seule fois, s'il a été préalablement préfabriqué entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est préfabriqué par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.

### **II.5.2. Tablier construit par cintre :**



**Fig. II.6. Tablier coulé sur cintre**

Dans les cas les plus courants, le tablier coulé sur un cintre fixe, établi au-dessus de la brèche à franchir et régnant d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Lorsque le tablier comporte plusieurs nervures, il est souvent intéressant de construire le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Une fois une nervure coulée et mise en précontrainte, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure voisine. Les nervures sont réunies entre elles par précontrainte transversale.

Pour les ouvrages de grande longueur, comportant un nombre de travées important, il est économique de chercher à réutiliser le même cintre plusieurs fois de suite. La technique consiste à construire, dans un premier temps, une travée de rive prolongée par une fraction de la deuxième travée, établir la précontrainte de ce tronçon de tablier, puis déplacer le cintre, et à construire le reste de la deuxième travée et le début de la troisième. Ce tronçon est précontraint soit par des câbles filant ancrés dans le premier tronçon, soit par une combinaison des deux systèmes.

### **II.5.3. Tablier construit par encorbellement :**



**Fig. II.7. Construction par encorbellement**

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles, soit exceptionnellement, à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est "découpé en tranches" dans le

sens transversal, chaque tranche appelée «voussoir», est plaquée contre les voussoirs précédents par des câbles enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Lorsque les fléaux ont atteint une longueur égale à demi-travée, on recommence l'opération à partir de la pile suivante, les deux extrémités des fléaux sont réunies par un voussoir de clavage. On enfile et l'on met en tension des câbles de continuité qui assurent la résistance de la poutre aux moments positifs.

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner :

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

Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une plate-forme de travail supportant les coffrages suspendus en porte à faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contre poids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

Un équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- **Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.**
- **Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.**

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. De façon conventionnelle, on désigne habituellement par équipage mobile l'ensemble des deux coffrages nécessaires à l'exécution d'une paire de voussoir. (Voir les figures suivantes).



**Fig. II.8. Voussoirs coulés sur place**



**Fig. II.9. Stabilité du fléau**



### II.5.3.2 .voussoirs préfabriqués :

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. Il présente les avantages suivants:

- **la vitesse de réalisation.**
- **la facilité du contrôle de la qualité de béton et sa mise en œuvre (possibilité de vibration), ce qui donne des éléments résistants et plus légers et laisse au béton son temps de durcir et d'effectuer son retrait avant la mise en tension.**

En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage et du problème d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, de plus on ménage au niveau des âmes des clés vde cisaillement qui empêchent le glissement relatif des voussoirs.



**Fig. II.10 : Pose des voussoirs préfabriqués**

### II.5.3.2 .Systèmes rendus continus :

Cette solution consiste à relier des consoles en regard par bétonnage ou pose d'un voussoir dit "de clavage" (Fig. II.11). Avec mise en œuvre des câbles de précontrainte assurant la solidarité des fléaux de continuité de la structure, c'est la solution la plus statique:

- pas de joints de chaussée.
- déformation plus faible et continue.
- structure plus résistante.
- réalisation aisée.



**Fig. II.11 : voussoirs de clavage**

## II.6. La variante retenue :

Après la proposition des variantes une analyse multicritère a été faite par rapport à l'esthétique, l'économie, l'entretien et surtout le mode de construction, elle se résume dans le tableau suivant :

	<b>Pont haubans</b>	<b>Pont mixte</b>	<b>Pont en caissons</b>
<b>Entretien</b>	-	-	+
<b>Esthétique</b>	+	+	+
<b>économie</b>	-	-	+
<b>exécutions</b>	-	/	/

+ : Favorable.

- : Défavorable.

/ : Moyen.

## II.7. Conclusion :

Après l'analyse multicritères des trois variantes dans les sens esthétique, entretien, réalisation et économique, on a opté à la solution la plus avantageuse qui est **le pont à caisson fermé construit par encorbellement**, pour une étude plus détaillée.

### III.1. Le Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

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

#### III.1.1. Dosage :

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

#### III.1.2. Densité :

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

#### III.1.3. La résistance caractéristique à la compression :

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

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.
  - **35 Mpa** pour le béton du tablier. (superstructure)
  - **27 Mpa** pour le béton d'appui et les fondations. (infrastructure)

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, et non traité thermiquement on utilise les formules suivantes (**BAEL 91 REVISE 99**):

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} + f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 \times 0.95^j} + f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Dans notre cas la résistance caractéristique à la compression sera :

$$J \geq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.83^j} + f_{c28}$$

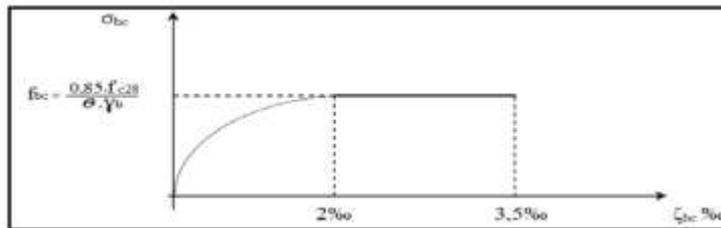
### III.1.4. La résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91 REVISE 99)

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ Mpa (pour les appuis).}$$

### III.1.5. Contrainte de calcul à l'état limite ultime : (ELU) [BAEL 91 REVISE 99]



**Fig. III.1. Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELU.**

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} : \text{ est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0,9** lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à **0,85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

$\gamma_b$  : Est un coefficient de sécurité qui vaut **1,5** en situations durables ou transitoires. (En service)  
**1,15** en situations accidentelles (en construction).

### III.1.6. Contrainte de calcul à l'état limite de service : (ELS)

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

### III.1.7. Coefficient de poisson :

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

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

On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour un béton non fissuré (ELS).}$$

$$\nu = 0 \quad \text{pour un béton fissuré (ELU).}$$

### III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (Mpa)}.$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{dj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (Mpa)}.$$

### III.1.9. Module de Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \text{Avec } E : \text{Module de Young}$$

## III.2. Les aciers :

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

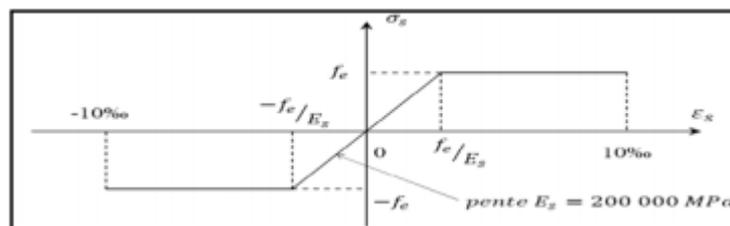
- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration.

### III.2.1. Les 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 **FeE40 A**, sa limite élastique égale à **400 Mpa**.

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



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

#### • Etat limite ultime (ELU) :

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

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

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

• **Etat limite de (ELS) :**

La contrainte limite à la traction  $\sigma_s'$  dépend du type de fissuration.

Pour la fissuration peu préjudiciable,  $\sigma_s' = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Pour la fissuration préjudiciable  $\sigma_s' = \min \left\{ \frac{2F_e}{3} ; \sqrt{(\eta \times f_{c28})} \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable  $\sigma_s' = \min \{0,5 f_e ; \sqrt{(90\eta \times f_{c28})} \}$

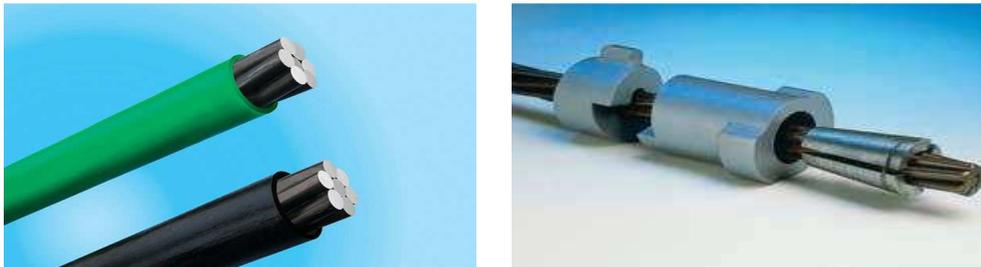
Avec :

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérences.} \end{cases}$

### III.2.2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15super**.



**Fig.III.3 : Acier actif ou toron.**

#### III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Section nominale d'un toron : **150 mm<sup>2</sup>**.

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

Section nominale d'un câble à **12 torons, A<sub>p</sub> =1800 mm<sup>2</sup>**.

Diamètre extérieur de la gaine : **82 mm**.

Diamètre intérieur de la gaine : **75 mm**.

### III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

Module d'élasticité de l'acier : **EP= 190 000 MPa.**

Coefficient de frottement de courbure : **f = 0,2 rad<sup>-1</sup>**

Coefficient de perte par frottement linéaire : **φ= 0,003m<sup>-1</sup>**

Relaxation à **1000 heures** ; **ρ1000 = 2.5%** (acier à très basse relaxation TBR), **μ0 = 0.43 %** (TBR).

Recul d'ancrage : **6 mm.**

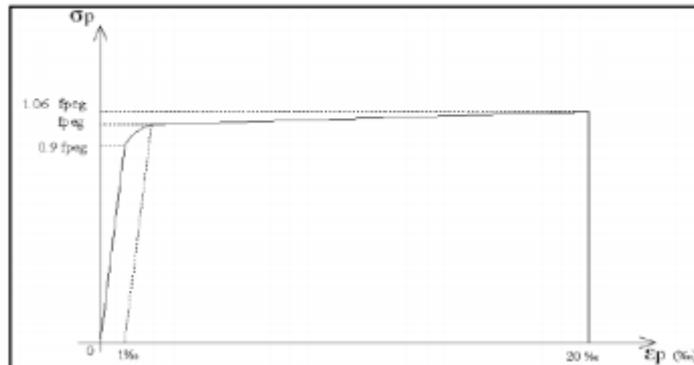
Contrainte de rupture garantie : **fprg = 1860 MPa.**

Contrainte limite élastique garantie : **fpeg = 1660 MPa.**

**σP<sub>0</sub> = Min (0,8fprg, 0,9fpeg)**

**σP<sub>0</sub> = 1488 MPa.**

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



**Fig. II I.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte**

### III.3. Conclusion :

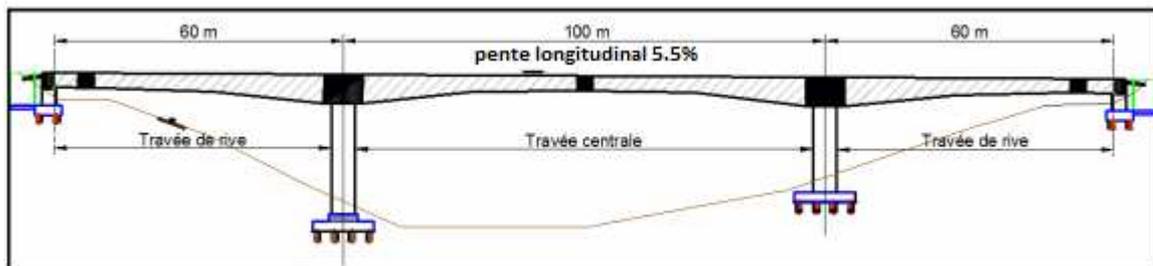
Pour les matériaux a utilisé on a opté pour un béton résistant jusqu'à **35 Mpa** pour la superstructure et de **27 Mpa** pour infrastructure. Et des aciers passifs d'une limite d'élasticité de **400Mpa** avec des câbles de précontraintes **T15super**.

## IV.1. Pré-dimensionnement :

### IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage :

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et une travée intermédiaire ayant respectivement les portées suivantes : **60 m, 100 m**.

Le tablier se compose de poutres caissons à hauteur variable en béton précontraint, et posé sur deux piles avec un encastrement parfait.



**Fig. IV.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage**

### IV.1.2. Distribution des travées :

L'emplacement des piles est conditionné par la longueur des travées à utiliser et la stabilité de l'ensemble, notamment lorsqu'on se propose d'avoir recours à la préfabrication.

En ce qui concerne les travées de rive, il est recommandé de leur donner une portée suffisante par rapport à celle de la travée suivante pour éviter le moment reversant et des réactions négatives au niveau des culées ; donc nous sommes amenés à donner aux travées de rive une portée supérieure à la moitié des portées adjacentes.

La longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant :

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.7L_i$$

$$L_i = 100\text{m}$$

$$0.5 L_i = 50\text{m}$$

$$0.7 L_i = 70\text{m}$$

$$\text{On prend : } L_r = 60\text{m}$$

### IV.1.3. Hauteur des voussoirs :

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

#### IV1.3.1. Hauteur sur pile :

La hauteur sur pile ( $h_p$ ) est généralement comprise entre :  $L/18 \leq h_p \leq L/16$   
 Due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, tel que  $L$  désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

$$\text{D'où : } 100/18 \leq h_p \leq 100/16$$

$$\text{Donc : } 5.5\text{m} \leq h_p \leq 6.25\text{m}$$

$$\text{Pour notre cas on prend : } h_p = 6\text{m}$$

### IV.1.3.2. Hauteur à la clé :

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir. La hauteur minimale est de **2.2m** afin de permettre la circulation à l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

La hauteur à la clé ( $h_c$ ) est généralement comprise entre :

$$L/35 \leq h_c \leq L/30$$

D'où :  $100/35 \leq h_c \leq 100/30$

Donc :  $2.86\text{m} \leq h_c \leq 3.33\text{m}$

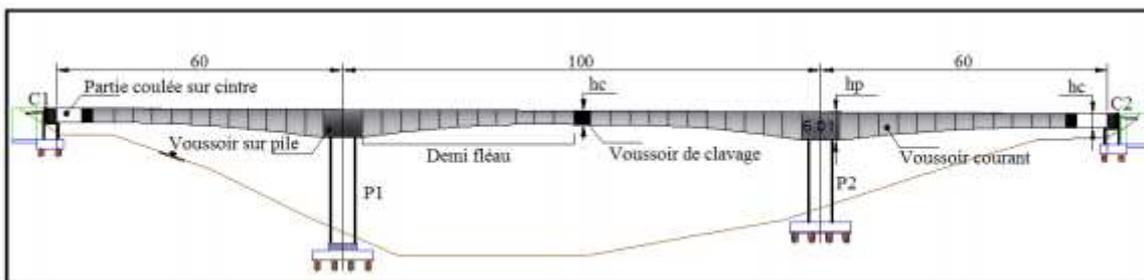
Dans notre cas on prend :  $h_c = 3\text{m}$

### • Ligne d'intrados

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de 11 m), ce dernier prend une forme rectiligne. Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant.
- Aspect satisfaisant.

### IV.1.4. Découpage des voussoirs :



**Fig. IV.2. Découpage en voussoirs**

Pour faciliter la tâche d'exécution (le coffrage surtout) et la mise en place des voussoirs, on opte pour le découpage suivant :

- Voussoir sur pile : **8m** (02 voussoirs).
- Voussoirs courant : **3m** (60 voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2m** (03 voussoirs).
- Voussoirs sur culée : **9m** (02 voussoirs, coulées sur cintre)

### IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale :

#### ➤ *Choix et forme du caisson*

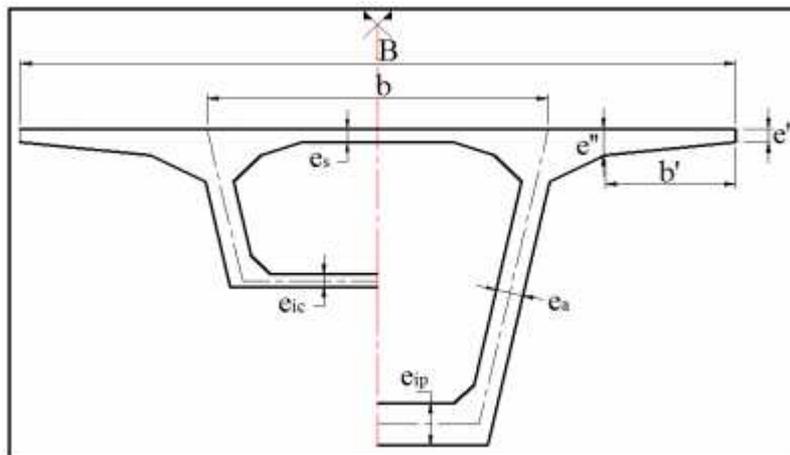
#### • **Le caisson :**

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit, un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles, ce qui est fondamental, la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

En outre le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, de passage de canalisation diverses et confère une meilleure inertie thermique.

Pour des largeurs de tabliers dépassant **13m**, la solution la plus économique est presque toujours constituée par caisson à deux âmes. Dans notre projet la largeur du tablier est de 13m donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec des âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles ; le centre de gravité pour diminuer le nombre de la précontrainte.

Cependant, leur angle d'inclinaison par rapport à la vertical ne doit pas être trop important pour d'évidentes raisons de facilité de bétonnage l'inclinaison couramment adoptée est comprise entre **10%** et **30 %**.



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

#### IV.1.5.1. Epaisseur des âmes :

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Dans le cas d'un câblage traditionnel cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être :

#### ➤ **$e_{\min} = 36\text{cm}$ pour des unités 12T13.**

- $e_{\min} = 44\text{cm}$  pour des unités **12T15**.
- $e_{\min} = 59\text{cm}$  pour des unités **19T15**.

Par ailleurs, au stade de pré dimensionnement, l'épaisseur des âmes est fixée en fonction de la résistance à l'effort tranchant:

D'où :  $e_a = 26(\text{cm}) + L(\text{m})/5$  ; **L** : La portée de travers.

$$e_a = 26 + 100/5$$

$$e_a = 46 \text{ cm}$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type **12T15s**, alors :  $e_a / 44 \text{ cm}$

On choisit :  **$e_a = 50\text{cm}$**

#### IV.1.5.2. L'inclinaison des âmes :

L'axe des âmes est inclinés par rapport a la verticale de :

$$\text{Arc tg } \alpha ' 1/4$$

Donc :  $\alpha \leq 14.04^\circ$

On prend :  **$\alpha = 12.84^\circ$**

#### IV.1.5.3. Entraxe des âmes :

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

Avec :

**B** : la largeur total du tablier

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

Donc : L'écartement entre les deux âmes est  **$b = 6.50\text{m}$**

#### IV.1.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur :

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

On a le rapport:

$$b/e_s = 25 \text{ à } 30 \quad b : \text{étant l'entraxes des âmes.}$$

$$\text{Donc :} \quad e_s = b / 30 = 6.5 / 30 = 0.22 \text{ cm}$$

$$\text{On prend :} \quad e_s = 25 \text{ cm}$$

$e'$  (cm) / 20 ou 25 cm

On choisi:

$e' = 25$  cm

#### IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure :

L'épaisseur du hourdi inférieur est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- ❖ L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- ❖ Le logement des câbles de continuités.
- ❖ L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile est la section à la clé.

#### • Epaisseur à la culé :

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

$e_{ic}$  (cm)  $\langle \max \{ 18\text{cm} ; 3\varnothing ; e_a/3 \}$

- $\varnothing$  : étant le diamètre de conduits de précontraintes.
- $e_a$  : étant l'épaisseur des âmes.

$e_{ic}$  (cm)  $\langle \max \{ 18\text{cm} ; 3 \times 8.2 = 24.6 ; 50/3 = 16.67 \}$  On prend :  $e_{ic} = 25\text{cm}$

#### • Epaisseur sur pile :

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

Pour le pré dimensionnement on a :

$$e_{ip} = 2.5 \times e_{ic}$$

$$e_{ip} = 2.5 \times 24.6 = 61.5 \text{ cm} \quad \text{On prend: } e_{ip} = 80 \text{ cm}$$

#### IV.1.5.6. Les goussets :

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

##### ➤ Gousset supérieur :

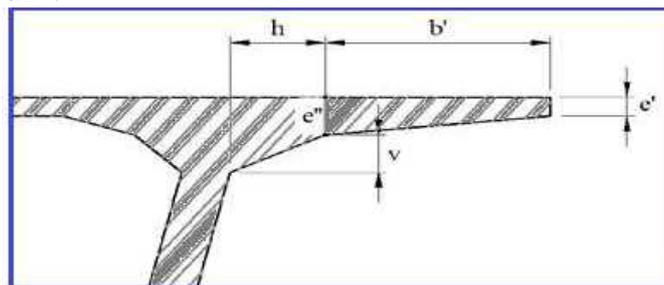


Fig. IV.4 : Gousset supérieur

La valeur ( $e''$ ) est comprise entre :

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

Avec:  $b = 2.36 \text{ m}$

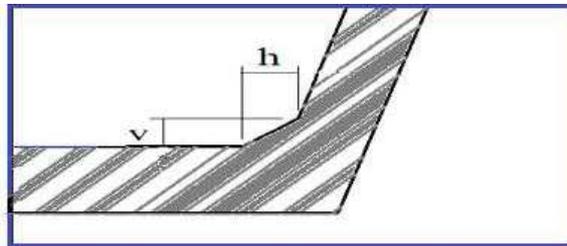
$$33.71 \leq e'' \leq 47.20$$

On prend :  $e'' = 50 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est  $26.56^\circ$

$$\tan 26.56^\circ = v / h \quad ; \quad \text{avec: } v = 50 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm}$$

➤ **Gousset inférieure :**

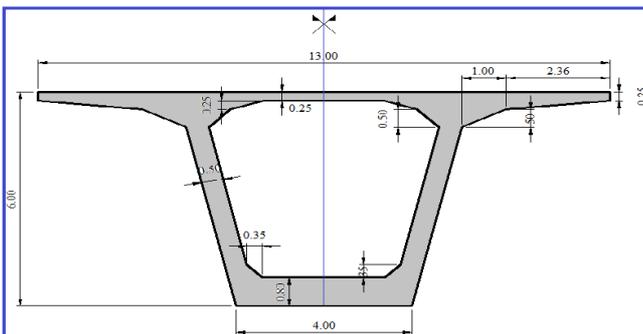


**Fig. IV.5 : Gousset inférieur**

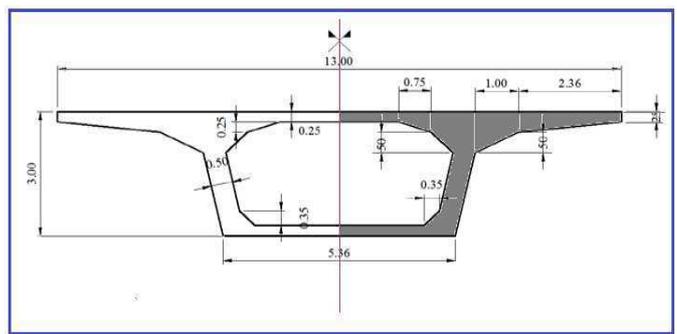
Le hourdis inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontal ne doit pas être inférieure à  $45^\circ$ , pour ne pas gêner la mise en place du béton.

On opte pour un angle d'inclinaison de  $45^\circ$ .

Donc on aura :  $h = v = 35 \text{ cm}$ .



**Fig. IV.6 : La section du voussoir sur pile**



**Fig. IV.7 : La section du voussoir à la culée**

### IV.2. Caractéristiques géométriques :

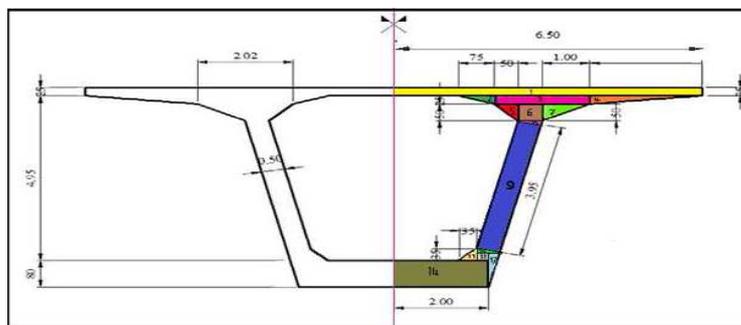
Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la culé).

Pour faciliter le travail on divise le caisson en différentes parties rectangulaires :

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

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

#### IV.2.1. Section sur pile :



**Fig. IV.8 : Coupe transversale du voussoir sur pile**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C.	b (m)	h (m)	Si (m <sup>2</sup> )	YGi (m)	Si . YGi (m <sup>3</sup> )	di <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	di <sup>2</sup> . Si (m <sup>2</sup> )	IGi (mZ)	IGx (mZ)
1	●	6.50	0.25	1.62	5.87	9.54	5.43	8.83	0.0085	8.8418
2	●	0.75	0.25	0.09	5.66	0.53	4.50	0.42	0.0003	0.4232
3	●	2.01	0.25	0.50	5.6250	2.82	4.33	2.17	0.0026	2.1797
4	●	2.36	0.25	0.29	5.66	1.67	4.50	1.33	0.0010	1.3310
5	●	0.50	0.50	0.12	5.33	0.66	3.20	0.40	0.0017	0.4021
6	●	0.51	0.50	0.25	5.25	1.33	2.91	0.74	0.0053	0.7479
7	●	1.00	0.50	0.25	5.33	1.33	3.20	0.80	0.0035	0.8044
8	●	0.50	0.11	0.03	4.93	0.13	1.91	0.05	0.00002	0.05282
9	●	0.50	3.95	1.97	3.02	5.96	0.27	0.54	2.5679	3.1092
10	●	0.49	0.11	0.03	1.07	0.03	6.08	0.16	0.00002	0.16432
11	●	0.35	0.35	0.06	0.92	0.05	6.90	0.42	0.0004	0.4234
12	●	0.25	0.24	0.06	0.92	0.05	6.88	0.41	0.0003	0.4133
13	●	0.24	1.04	0.12	0.69	0.08	8.12	1.01	0.0075	1.0213
14	●	2.00	0.80	1.60	0.40	0.64	9.88	15.81	0.0853	15.8959
Σ	/	/	/	7.02	/	24.88	/	/	/	35.8103

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

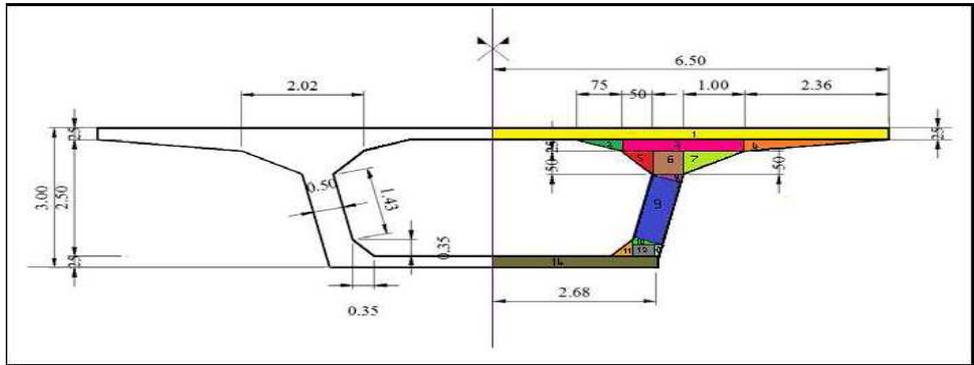
Calcul :

- $Y_G = \frac{\sum YGi Si}{SVV} = \frac{24.8823}{7.0219} = 3.5435 \text{ m}$
- $\rho = \frac{IGx}{7.0219} = \frac{71.6206}{(14.0438 \times 2.4565 \times 3.5435)} = 0.586$
- $X_G = 6.5 \text{ m}$
- $S = 2 \times \sum Si = 2 \times 7.0219 = 14.0438 \text{ m}^2$
- $C = \rho \times V = 0.586 \times 2.5465 = 1.4922 \text{ m}$
- $I_{Gx} = 2 \times IGx = 2 \times 35.8103 = 71.6206 \text{ mZ}$
- $C' = \rho \times V' = 0.586 \times 3.5435 = 2.0765 \text{ m}$
- $V = H - Y_G = 6 - 3.5435$

= 2.4565 m

•  $V' = YG = 3.5435 \text{ m}$

**IV.2.2. Section sur culée :**



**Fig. IV.9: Coupe transversale du voussoir sur clé**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C.	b (m)	h (m)	Si (m <sup>2</sup> )	YG <sub>i</sub> (m)	Si . YG <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	di (m <sup>2</sup> )	di . Si (mZ)	IG <sub>i</sub> (mZ)	IG <sub>x</sub> (mZ)
1	●	6.5000	0.2500	1.6250	2.8750	4.6719	0.7474	1.2145	0.0085	1.2230
2	●	0.7500	0.2500	0.0938	2.6667	0.2501	0.4306	0.0404	0.0003	0.0407
3	●	2.0100	0.2500	0.5025	2.6250	1.3191	0.3776	0.1897	0.0026	0.1923
4	●	2.3600	0.2500	0.2950	2.6667	0.7867	0.4306	0.1270	0.0010	0.1280
5	●	0.5000	0.5000	0.1250	2.3333	0.2917	0.1042	0.0130	0.0017	0.0147
6	●	0.5100	0.5000	0.2550	2.2500	0.5738	0.0574	0.0146	0.0053	0.0199
7	●	1.0000	0.5000	0.2500	2.3333	0.5833	0.1042	0.0261	0.0035	0.0296
8	●	0.5000	0.1100	0.0275	1.9285	0.0530	0.0067	0.0002	0.00002	0.00022
9	●	0.5000	1.4300	0.7150	1.2450	0.8902	0.5860	0.4200	0.1218	0.5418
10	●	0.4900	0.1100	0.0270	0.5267	0.0142	2.2017	0.0594	0.00002	0.05942
11	●	0.3500	0.3500	0.0613	0.3667	0.0225	2.7021	0.1656	0.0004	0.1660
12	●	0.2500	0.2400	0.0600	0.3700	0.0222	2.6912	0.1615	0.0003	0.1618
13	●	0.2400	0.4900	0.0588	0.3267	0.0192	2.8352	0.1667	0.0008	0.1675
14	●	2.6800	0.2500	0.6700	0.1250	0.0838	3.5551	2.3819	0.0035	2.3854
Σ	/	/	/	4.7659	/	9.5817	/	/	/	5.1303

**Tab. IV.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la culée**

**Calcul :**

- $YG = \frac{\sum YGi Si}{\sum Si} = \frac{9.5817}{4.7659} = 2.0105 \text{ m}$
- $XG = 6.5 \text{ m}$
- $S = 2 \times \sum Si = 2 \times 4.7659 = 9.5318 \text{ m}^2$
- $IGx = 2 \times IGx = 2 \times 5.1303 = 10.2606 \text{ m}^2$
- $V = H - YG = 3 - 2.0105 = 0.9895 \text{ m}$
- $V' = YG = 2.0105 \text{ m}$
- $\rho = \frac{IGx}{SVV'} = \frac{10.2606}{(9.5318 \times 0.9895 \times 2.0105)} = 0.5411$
- $C = \rho \times V = 0.541 \times 0.9895 = 0.5353 \text{ m}$
- $C' = \rho \times V' = 0.541 \times 2.0105 = 1.0877 \text{ m}$

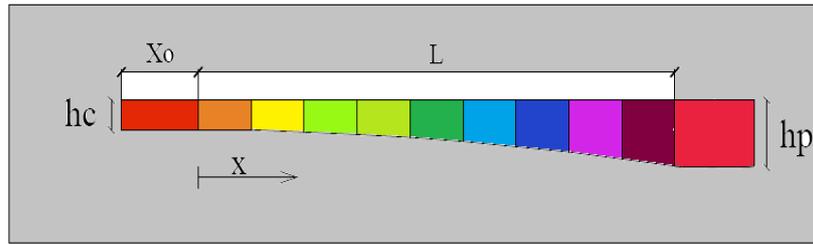
**IV.2.3. variation des différents paramètres :**

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

**IV.2.3.1. Variation de la hauteur de la poutre h(x) :****➤ Travée de rive :**

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

- L'extrados est rectiligne.
- Sur culée : L'intrados à une hauteur constante égale à **hc=3.00 m** puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre **hp=6.00 m** au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.



**Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée de rive.**

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

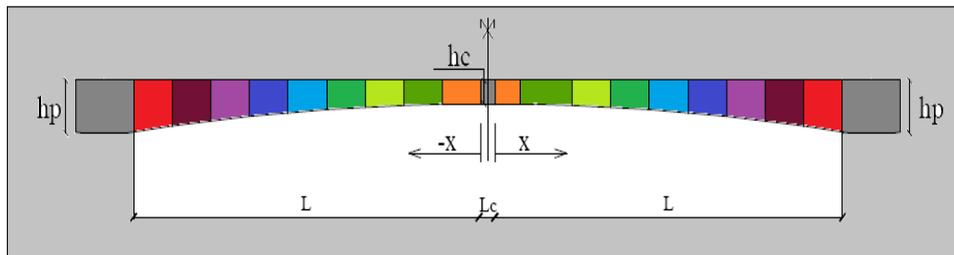
- $h(x) = hc = 3m$  si :  $x \leq 0$
- $h(x) = hc + (hp - hc) (x/L)$  si :  $0 < x \leq L$
- $h(x) = 3 + 0.00136 x$  ;  $L = 60 - (4 + 9+2) = 45 m$

Avec :

- hp : hauteur de la poutre sur pile.
- hc : hauteur de la poutre a la culée.

➤ **Travée intermédiaire :**

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



**Fig. IV.11 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire**

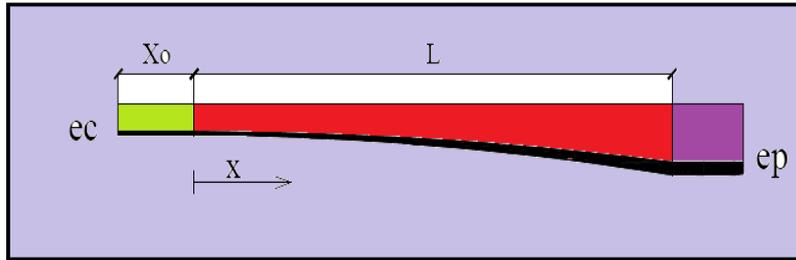
La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes

- $h(x) = hc + (hp - hc) (x/L)$  si :  $0 < x \leq L$
- $h(x) = 3 + 0.00148 x$  ;  $L = 50 - (4 + 1) = 45 m$
- $h(x) = hc + (hp - hc) (x/L)$  si :  $L \leq x < 0$
- $h(x) = 3 + 0.00148 x$  ;  $L = 50 - (4 + 1) = 45 m$

**IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieure (x) :**

➤ **Travée de rive :**

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



**Fig. IV.12 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive**

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

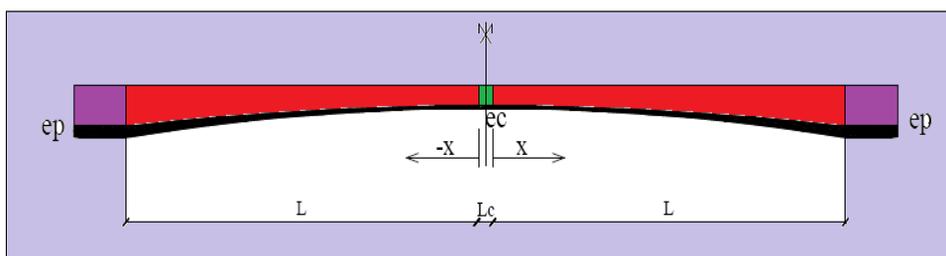
- $e(x) = e_{ic} = 0.25 \text{ m}$  si :  $x \leq 0$
- $e(x) = e_p = 0.8 \text{ m}$  si :  $x \geq L$
- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)$  si :  $0 < x \leq L$
- $e(x) = 0.25 + 0.00025 x$  ;  $L = 47\text{m}$

Avec :

- $e_{ic}$  : épaisseurs du hourdis sur culée.
- $e_p$  : épaisseurs du hourdis sur pile.

➤ **Travée intermédiaire :**

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



**Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire**

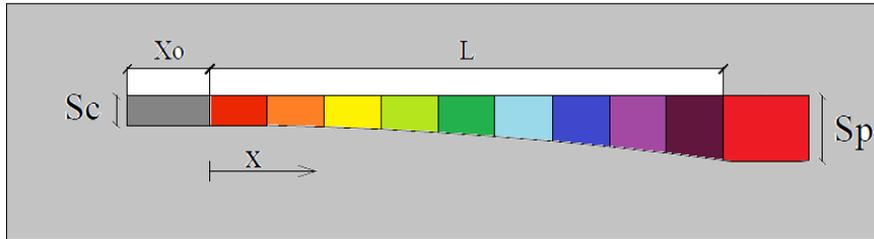
- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)$  si :  $0 < x \leq L$
- $e(x) = 0.25 + 0.00027 x$  ;  $L = 45\text{m}$
- $e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (x/L)$  si :  $L \leq x \leq 0$

•  $e(x) = 0.25 + 0.00027 x$  ;  $L = 45 m$

**IV.2.3. 3. Variation de la section S(x) :**

➤ **Travée de rive :**

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



**Fig. IV.14 : Variation de la section de la travée de rive**

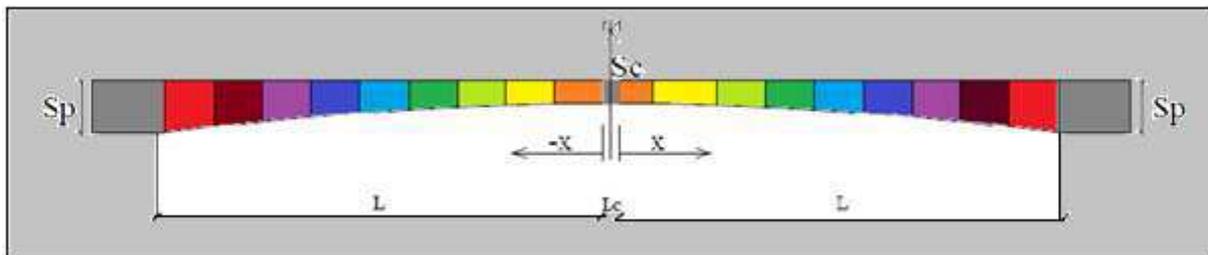
- $S(x) = S_c = 9.5318 m^2$  si :  $x \leq 0$
- $S(x) = S_p = 14.0438 m^2$  si :  $x \geq L$
- $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x / L)$  si :  $0 < x \leq L$
- $S(x) = 9.5318 + 0.00204 x$  ;  $L=47m$

Avec :

- $S_c$  : section de la poutre à la culée.
- $S_p$  : section de la poutre à la pile.

➤ **Travée intermédiaire :**

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



**Fig. IV.15 : Variation de la section de la travée intermédiaire**

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

•  $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (x / L)$  si :  $0 < x \leq L$

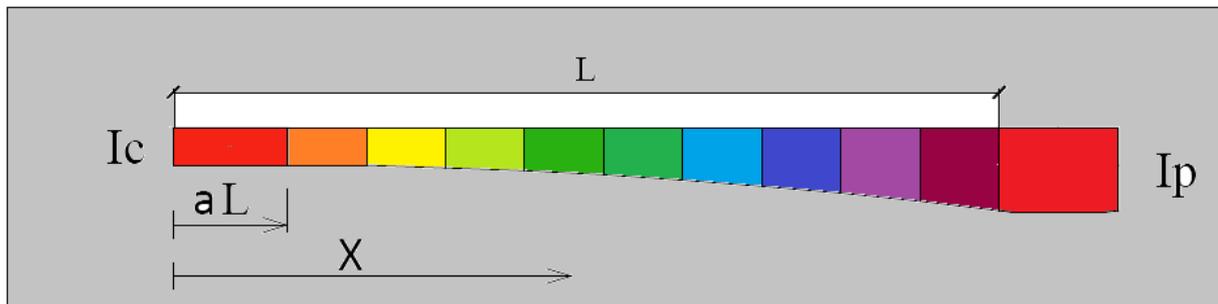
- $S(x) = 9.5318 + 0.0223 x$  ;  $L=45m$
- $S(x) = S_c + ( S_p - S_c ) ( x / L )$  si :  $L \leq x \leq 0$
- $S(x) = 9.5318 + 0.0223 x$  ;  $L=45m$

**IV.2.3.4. Variation de l’inertie I(x) :**

Il est d’usage de considérer une loi la forme  $Kh^{5/2}$ ,  $h$  étant la hauteur de la poutre ; cette loi est intermédiaire entre la loi limite  $I = Kh$  et la loi de variation d’une section plein et rectangulaire  $I = Kh^3$ .

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

➤ **Travée de rive :**



**Fig. IV.16 : Variation de l’inertie du demi-fléau de la travée de rive**

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes :

- $I(x) = I_c = 10.2606 mZ$  si :  $0 \leq x \leq \alpha L$
- $I(x) = I_c [ 1 + K (x-\alpha L)/(L-\alpha L) ]^{5/2}$  si :  $\alpha L \leq x \leq L$

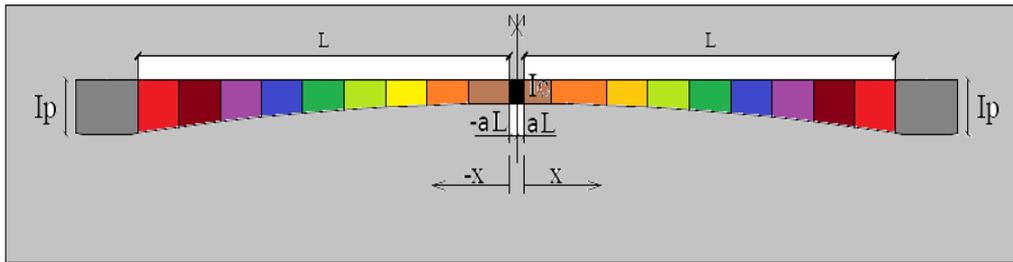
Avec :

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

$$K = [ (71.6206/10.2606)^{0.4} - 1 ]$$

$$K = 1.175$$

➤ **Travée intermédiaire :**



**Fig. IV.17 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire**

•  $I(x) = I_c [ 1 + K (x-\alpha L)/(L-\alpha L) ]^{5/2}$  si :  $0 \leq x \leq L$

•  $I(x) = I_c [ 1 + K (x-\alpha L)/(L-\alpha L) ]^{5/2}$  si :  $L \leq x \leq 0$

**IV.2.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir :**

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

➤ **Travée de rive :**

•  $Y_G(x) = Y_{GC} = 2.0105 \text{ m}$  si :  $x \leq 0$

•  $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)$  si :  $0 \leq x \leq L$

•  $Y_G(x) = 2.0105 + 0.00069 X$  ;  $L= 47 \text{ m}$

➤ **Travée intermédiaire :**

•  $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)$  si :  $0 \leq x \leq L$

•  $Y_G(x) = 2.0105 + 0.00069 X$  ;  $L= 45 \text{ m}$

•  $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) (X / L)$  si :  $L \leq x \leq 0$

•  $Y_G(x) = 2.0105 + 0.00069 X^2$  ;  $L= 45 \text{ m}$

➤ **Paramètre de la travée de rive :**

Abs(x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	ρ(x)	C(x) (m)	C'(x) (m)
-11	3,000	0,250	9.532	2.011	10.261	0.990	2.010	0.541	0.535	1.088

-2	3,000	0,250	9.532	2.011	10.261	0.990	2.010	0.541	0.535	1.088
0	3,000	0,250	9.532	2.011	10.261	0.990	2.010	0.541	0.535	1.088
3	3,013	0,252	9.552	2.017	11.553	0.996	2.017	0.446	0.514	0.829
6	3,053	0,260	9.612	2.036	11.952	1.017	2.036	0.449	0.525	0.845
9	3,120	0,272	9.712	2.067	12.677	1.053	2.067	0.454	0.544	0.871
12	3,213	0,289	9.853	2.110	13.736	1.103	2.110	0.461	0.571	0.909
15	3,333	0,311	10.033	2.166	15.172	1.167	2.166	0.469	0.606	0.957
18	3,480	0,338	10.254	2.235	17.045	1.245	2.235	0.479	0.649	1.017
21	3,653	0,369	10.515	2.315	19.430	1.338	2.315	0.490	0.700	1.088
24	3,853	0,406	10.816	2.408	22.418	1.445	2.408	0.502	0.761	1.172
27	4,079	0,447	11.157	2.514	26.118	1.565	2.514	0.514	0.830	1.267
30	4,332	0,493	11.539	2.632	30.662	1.700	2.632	0.527	0.909	1.375
33	4,612	0,544	11.960	2.762	36.201	1.850	2.762	0.541	0.998	1.496
36	4,918	0,600	12.422	2.905	42.911	2.013	2.905	0.554	1.096	1.629
39	5,251	0,661	12.924	3.060	50.991	2.191	3.060	0.567	1.203	1.775
42	5,611	0,726	13.466	3.228	60.682	2.383	3.228	0.580	1.321	1.934
45	6,000	0,800	14.044	3.544	71.619	2.457	3.543	0.586	1.490	2.077

**Tab. IV.4 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres du travée de rive**

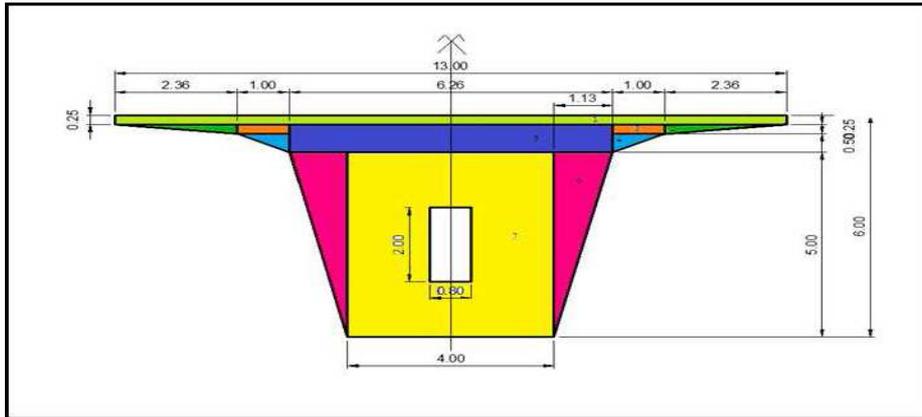
• Paramètre de la travée intermédiaire :

Abs(x) (m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m <sup>2</sup> )	Y <sub>G</sub> (x) (m)	I(x) (m <sup>4</sup> )	V(x) (m)	V'(x) (m)	ρ(x)	C(x) (m)	C'(x) (m)
-1	3,000	0,250	9.532	2.011	11.391	0.990	2.010	0.541	0.535	1.088
0	3,000	0,250	9.532	2.011	11.391	0.990	2.010	0.541	0.535	1.088
3	3,013	0,252	9.552	2.017	11.553	0.996	2.017	0.541	0.535	1.088
6	3,053	0,260	9.612	2.036	11.952	1.017	2.036	0.446	0.514	0.829
9	3,120	0,272	9.712	2.067	12.677	1.053	2.067	0.449	0.525	0.845
12	3,213	0,289	9.853	2.110	13.736	1.103	2.110	0.454	0.544	0.871
15	3,333	0,311	10.033	2.166	15.172	1.167	2.166	0.461	0.571	0.909
18	3,480	0,338	10.254	2.235	17.045	1.245	2.235	0.469	0.606	0.957
21	3,653	0,369	10.515	2.315	19.430	1.338	2.315	0.479	0.649	1.017
24	3,853	0,406	10.816	2.408	22.418	1.445	2.408	0.490	0.700	1.088
27	4,079	0,447	11.157	2.514	26.118	1.565	2.514	0.502	0.761	1.172
30	4,332	0,493	11.539	2.632	30.662	1.700	2.632	0.514	0.830	1.267
33	4,612	0,544	11.960	2.762	36.201	1.850	2.762	0.527	0.909	1.375
36	4,918	0,600	12.422	2.905	42.911	2.013	2.905	0.541	0.998	1.496
39	5,251	0,661	12.924	3.060	50.991	2.191	3.060	0.554	1.096	1.629
42	5,611	0,726	13.466	3.228	60.682	2.383	3.228	0.567	1.203	1.775
45	6,000	0,800	14.044	3.544	71.619	2.457	3.543	0.580	1.490	2.077

**Tab. IV.5 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres d travée Intermédiaire**

**IV.2.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile :**

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



**Fig. IV.18 : Coupe transversale du voussoir plein sur pile**

N°	C	b (m)	h (m)	Si (m²)	YGi (m)	Si.YGi (m³)	di² (m²)	di².Si (mZ)	IGi (mZ)	IGx (mZ)
1	●	13.000	0.250	3.250	5.875	19,094	5,574	18,116	0,017	18,149
2	●	2,360	0,250	0,590	5,667	3,344	4,635	2,722	0,002	2,724
3	●	1,000	0,250	0,500	5,625	2,813	4,456	2,228	0,003	2,231
4	●	1,000	0,500	0,500	5,333	2,667	3,309	1,655	0,007	1,662
5	●	6,280	0,750	4,710	5,375	25,316	3,463	16,311	0,221	16,532
6	●	1,140	5,000	5,700	3,333	18,998	0,033	0,188	7,917	8,105
7	●	4,000	5,000	20,00	2,500	50,000	1,028	20,560	41,667	62,227
vide	/	0,800	2,000	1,600	2,500	4,000	1,028	1,645	0,533	2,178
Σ	/	/	/	33,65	/	118,232	/	/	/	109,452

**Tab. IV.6 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile**

**Calcul :**

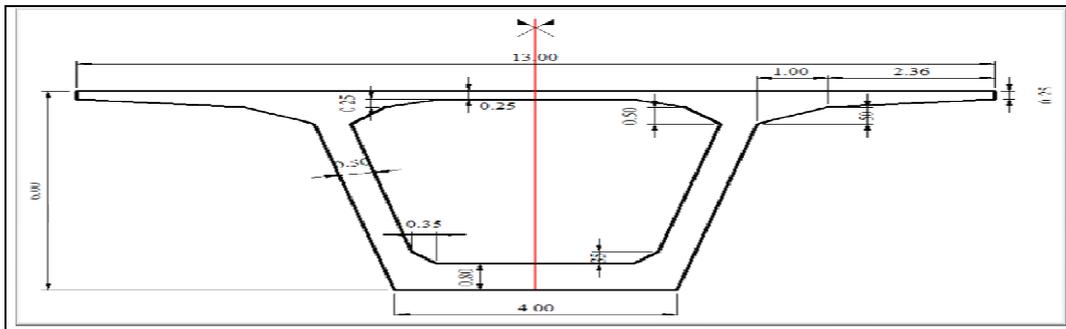
- $YG = \frac{\sum YGi Si}{\sum Si} = \frac{118.232}{33.650} = 3.514 \text{ m}$
- $XG = 6.5 \text{ m}$
- $S = 33.650 \text{ m}^2$
- $IGx = 109.452 \text{ mZ}$
- $V = H - YG = 6 - 3.514 = 2.486 \text{ m}$
- $V' = YG = 3.514 \text{ m}$

- $\rho = \frac{IG_x}{SVV'} = \frac{109.452}{(33.650 \times 2.486 \times 3.514)} = 0.372$
- $C = \rho \times V = 0.372 \times 2.486 = 0.925 \text{ m}$
- $C' = \rho \times V' = 0.372 \times 3.514 = 1.307 \text{ m}$

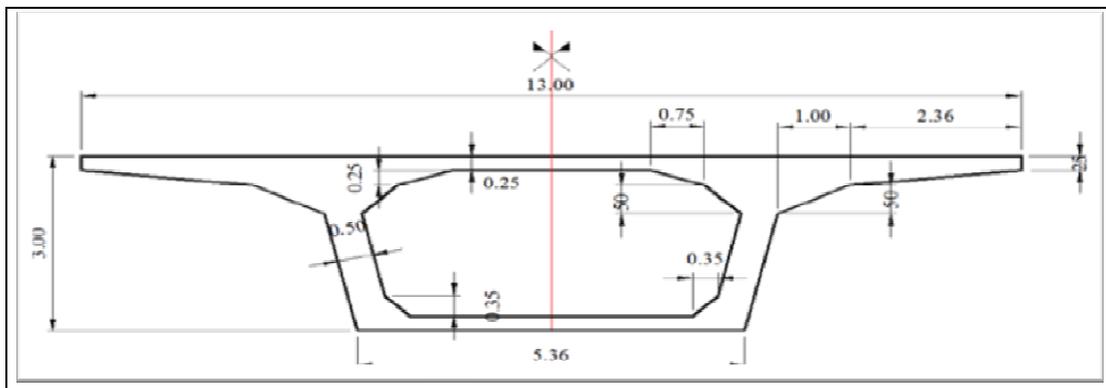
**IV.3.Conclusion:**

Au final, nous aboutissons aux sections extrêmes suivantes :

Section sur pile :



Section a la clé :



Qui vont créer des charges et subir des surcharges routières.

## Introduction

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

### V.1. Calcul des charges et surcharges :

#### V.1.1. Charges hors trafic :

##### V.1.1.1. Les charges permanentes (CP) :

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

- **Elément porteur G(x)** : C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

On a :  $G = G1 + G2 + G3$

Avec :

**G1** : Poids propre du voussoir à la clé d'une hauteur constante. (2 voussoirs sur cintre de 9m et 3 voussoirs de clavage de 2m, le tout fait **24m**)

**G2** : Poids propre du voussoir sur pile d'une hauteur constante.

**G3** : Poids propre du voussoir avec variation de la hauteur.

$$G1 = \gamma b \times S_c \times 24 = 2.5 \times 12.0502 \times 24 \Rightarrow G1 = 723.012 \text{ t}$$

$$G2 = \gamma b \times (2. S_p \text{ pleine} + 6. S_p \text{ vide}) = 2.5 \times (67.17 + 84.2616) = 378.579 \text{ t}$$

Notre ouvrage a deux piles ce qui donne un voussoir sur chacune : **G2 = 757.158 t**

Notre ouvrage présente quatre parties de voussoirs avec variation de la hauteur sur **45m** pour chacune :

$$G3 = \gamma b \times \int_0^{45} \left( \frac{S_p - S_c}{L^2} + S_c \right) dx = 2.5 \times 572.0265 \times 4 = 5720.265 \text{ t} \Rightarrow G3 = 5720.265 \text{ t}$$

Donc :

$$G = 723.012 + 757.158 + 5720.265$$

$$G = 7200.435 \text{ t}$$

##### V.1.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

###### **a) Revêtement :**

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement pour le trafic. Avec les densités suivantes : **20 KN/m<sup>3</sup>, 22 KN/m<sup>3</sup>**

On a la largeur roulable  $L_r = 11 \text{ m}$

Alors :

$$\text{Prevêtement} = 11 \times 0.01 \times 2 + 11 \times 0.07 \times 2.2 = 1.914 \text{ t/ml}$$

**b) Poids de la glissière de sécurité :**



**Fig. V.1. Glissière de sécurité**

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

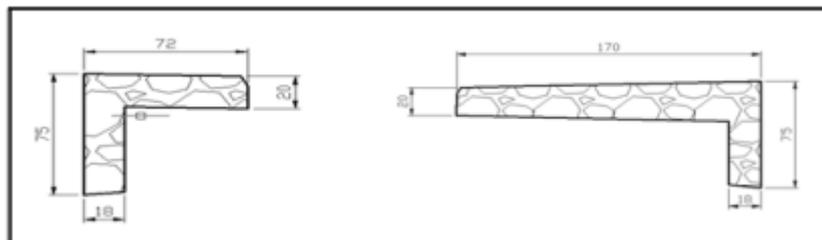
$$P_{gli} = 0,06 \text{ t/ml} \Rightarrow P(2gli) = 0,12 \text{ t/ml.}$$

**c) Poids du 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 soit :

$$P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml.}$$

**d) Poids de la corniche et trottoirs :**



**Fig. V.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche**

$$P(\text{tr+corniche}) = \gamma b \times (\text{Strot+corn-droite} + \text{Strot+corni-gauche})$$

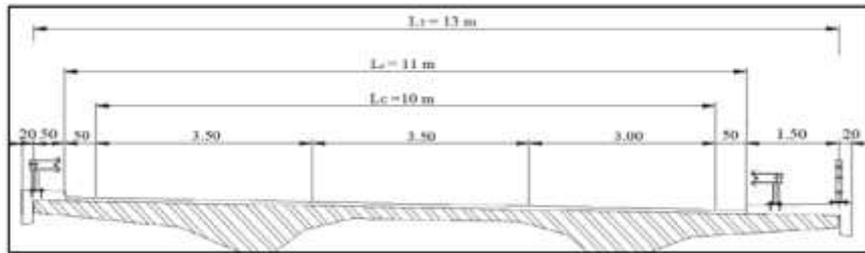
$$P(\text{tr+corniche}) = \gamma b \times (\text{Strot+corn-gauche} + \text{Strot+corni-droite}) = 2.5 \times (0.2385 + 0.4945) = 1.833 \text{ t/ml.}$$

$$P(\text{tr+corniche}) = 1.833 \text{ t/ml.}$$

Alors :

$$\text{CCP} = \text{Prevêtement} + P(\text{tr+corniche}) + P_{gc} + P_{gli}.$$

$$\text{CCP} = 1.914 + 0,12 + 0.1 + 1.833 \quad \Rightarrow \quad \text{CCP} = 3.967 \text{ t / ml}$$

**V.1.2 : Les charges dues au trafic :****V.1.2.1. Caractéristiques du pont :****Fig. V.3 : Profil en travers du pont****a) Classe du pont :**

Selon le fascicule 61 titre II le tableau suivant présente les classe de pont selon la largeur roulable de leur chaussée

Pont	Classe
$L_r \geq 7 \text{ m}$	1 <sup>er</sup>
$5.50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$	2 <sup>eme</sup>
$5.50 \text{ m} \geq L_r$	3 <sup>eme</sup>

**Tab. V. 1 : Classification des ponts**

Pour notre projet, on a une largeur roulable  $L_r = 11\text{m}$ , donc c'est un pont de **1<sup>ère</sup> classe**

**b) Largeur chargeable :**

D'après la (Fig.V.3) on a les différentes largeurs du pont :

- Largeur totale  $LT = 13,00 \text{ m}$ .
- Largeur roulable  $L_r = 11,00 \text{ m}$ .
- Largeur chargeable  $L_c = 10,00 \text{ m}$ . (Une bande de 0,50m de deux cotes)

**c) Nombres de voies de circulation :**

$$N_{\text{voies}} = \frac{L_c}{3} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{voies}} = 3 \text{ voies.}$$

**d) Largeur de la voie :**

$$L_{\text{voies}} = \frac{L_c}{N_{\text{voies}}} \quad \Rightarrow \quad L_{\text{voies}} = 3,5 \text{ m.}$$

**V.1.2.2. Calcul des surcharges routières :**

Dans cette partie on s'intéresse à calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. [Fascicule 61 titre II].

- La surcharge de type A (I).
- Système B (Bc, Bt, Br).
- La surcharge militaire Mc 120,
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

**a) Surcharges A (I) :**

Pour les ponts comportant des portées atteignant plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A (I) par des coefficients de pondérations qui dépendent de la classe du pont, du nombre et la largeur des voies chargées.

La masse A(I) est exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m<sup>2</sup>), d'après le **fascicule 61 titre II**, on a la formule suivante :

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

$$A_1 (I) = \text{Max} \begin{cases} a_1 A (I) \\ 4 - 0.002 L \end{cases}$$

$$A_2 (I) = a_1 . a_2 . A (I)$$

Avec : **L** : Longueur chargeable (portée du pont)

- **a<sub>1</sub>** : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant (fascicule 61 titre II).
- 

Nombres de voies		1	2	3	4	≥5
Classe du Pont	1 <sup>ere</sup>	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	2 <sup>eme</sup>	1,00	0,90	-	-	-
	3 <sup>eme</sup>	0,90	0,80	-	-	-

**Tab V.2 : les valeurs de coefficient a<sub>1</sub>**

D'où :

$$a_1 = 0,90$$

**a<sub>2</sub>** : est donnée par le rapport  $\frac{V_0}{V}$  Avec :  $\begin{cases} V_0 : 3.5 \text{ m (Pont de 1}^{ere} \text{ classe)} \\ V : \text{Largueur d'une voie ; qui est : } V = \frac{Lr}{3} = 3.667 \end{cases}$

Donc :  $a_2 = \frac{3.5}{3.667} \implies a_2 = 0.955$

Ce qui donne : 
$$\begin{cases} A_1(l) = 0.9 A(l) \\ A_2(l) = 0.9 \times 0.955 A(l) = 0.8595 A(l) \end{cases}$$

**Calcul:**

Le calcul se fait en fonction du nombre de travées et le nombre de voies chargées, donnant le cas le plus défavorable :

❖ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (l) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (l)x3.5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x10m (t/ml)
1	60	0.73	1	0.955	0.697	2.44	4.88	-
			0.9	0.955	0.627	-	-	6.27
2	100	0.551	1	0.955	0.527	1.843	3.686	-
			0.9	0.955	0.474	-	-	4.74
3	60	0.73	1	0.955	0.697	2.44	4.88	-
			0.9	0.955	0.627	-	-	6.27

❖ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (l) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (l)x3.5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x10m (t/ml)
1	160	4.439	1	0.955	0.42	4.468	2.937	-
			0.9	0.955	0.378	-	-	3.776
2	120	0.503	1	0.955	0.48	1.68	3.361	-
			0.9	0.955	0.432	-	-	4.321

❖ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub> (l) (t/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (l)x3.5m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x7m (t/ml)	A <sub>2</sub> (l)x10m (t/ml)
1	220	0.385	1	0.955	0.368	1.287	2.575	-
			0.9	0.955	0.331	-	-	3.311

**b) Système B :**

Le système de charges B comprend trois (03) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t)
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t)
- Le système Bt se compose de groupe de 2 essieux dit « essieux tandems » (2x16 t).

1) Système Bc :

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

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

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.

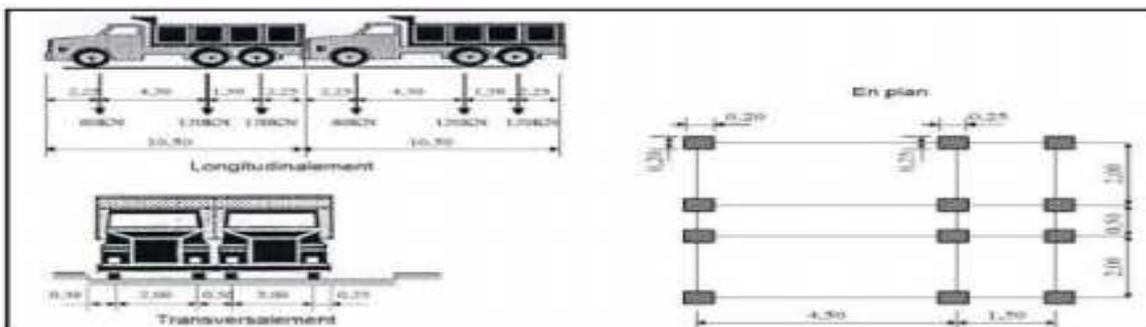
• **Disposition dans le sens transversal :**

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.



**Fig. V.4. Les dimensions de système Bc**

La valeur de charge du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**. Ce coefficient est donné par le tableau suivant (fascicule61 titre II), en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées :

Nombres de files		1	2	3	4	≥5
Classe du Pont	1 <sup>ere</sup>	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 <sup>eme</sup>	1.00	1.00	/	/	/
	3 <sup>eme</sup>	1.00	0.80	/	/	/

**Tab V.3 : les valeurs de coefficient *bc***

❖ **Coefficient de majoration dynamique :**

Les surcharges du système **Bc** sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + \frac{4G}{S}\right)} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$$

Avec :

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

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

**S** : Surcharge Bc maximal.

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

$$bc = \begin{cases} 1, 2 \dots \dots \dots \text{Pour 1 file.} \\ 1, 1 \dots \dots \dots \text{Pour 2 files.} \\ 0, 95 \dots \dots \dots \text{Pour 3 files} \end{cases}$$

Notre pont est de la **1<sup>er</sup> classe** avec **3 voies** de circulations.

On a : **S = n x 30 x bc** avec : **n** : nombre de camion (chaque camion = **30t**)

**Calculs :**

❖ Une travée chargée :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	60	2188.756	72	132	171	1.036	1.04	1.042	74.568	137.24	178.23
2	100	3695.663				1.022	1.024	1.026	73.581	135.22	175.43
3	60	2188.756				1.036	1.04	1.042	74.568	137.24	178.23

❖ Deux travées chargées :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	160	5884.419	72	132	171	1,014	1,015	1,016	73,01	134	173,8
2	120	4377.512				1,018	1,02	1,022	73,33	134,7	174,7

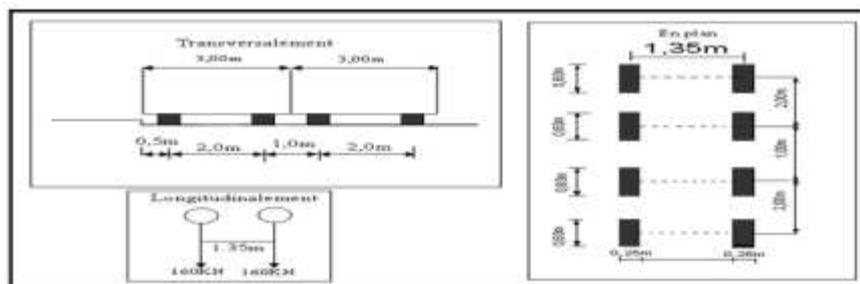
❖ Trois travées chargées :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	220	8073.175	72	132	171	1.012	1.011	1.012	72.736	133.51	173.06

## 2) Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques .Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Masse portée par chaque essieu. .... 160 KN.
- Distance des deux essieux. ....1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m.



**Fig. V.5. Les dimensions de système Bt**

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est présenté dans le tableau suivant (tiré du fascicule 61 titre II):

Classe du pont	Première	deuxième
Coefficient Bt	1	0.9

**Tab V.4.Valeurs de coefficient bt**

❖ Coefficient de majoration dynamique :

Les surcharges du système **Bt** sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + \frac{4G}{S}\right)} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$$

Avec :

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

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

**S** : Surcharge Bt maximal.

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

Notre pont est de la **1<sup>er</sup> classe** avec **3 voies** de circulations.

On a :  $S = n \times 30 \times bt$  avec :  $\begin{cases} n : \text{nombre de camion (chaque camion} = 30t) \\ bt = 1 \end{cases}$

Calculs :

❖ Une travée chargée :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	60	2188.756	64	128	192	1.035	1.039	1.044	66.248	133.05	200.38
2	100	3695.663				1.022	1.024	1.026	65.385	131.1	197.13
3	60	2188.756				1.035	1.039	1.044	66.248	133.05	200.38

❖ Deux travées chargées :

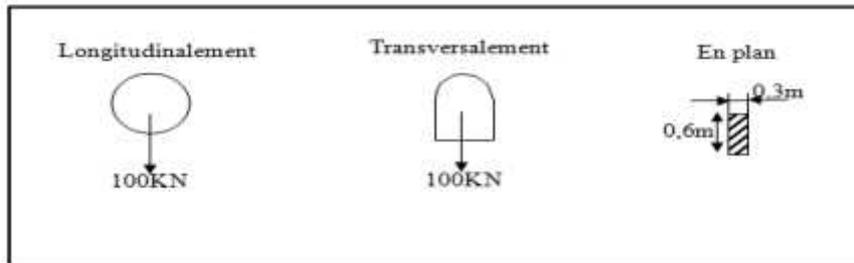
Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	160	5884.419	64	128	192	1.014	1.015	1.017	64.88	129.967	195.259
2	120	4377.512				1.018	1.020	1.023	65.164	130.605	196.32

❖ Trois travées chargées :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S <sub>1</sub> (t)	S <sub>2</sub> (t)	S <sub>3</sub> (t)	δ <sub>1</sub>	δ <sub>2</sub>	δ <sub>3</sub>	Bc <sub>1</sub> (t)	Bc <sub>2</sub> (t)	Bc <sub>3</sub> (t)
1	220	8073.175	64	128	198	1.010	1.011	1.012	64.645	129.441	194.388

### 3) Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br, porte une masse de **100 kN**. sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,60m** et le coté longitudinal **0,30 m**.



**Fig.V.6 : Dimensions de système Br**

#### ❖ Coefficient de majoration dynamique :

Les surcharges du système **Bt** sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{\left(1 + \frac{4G}{S}\right)} + \frac{0.4}{1 + 0.2L}$$

Avec :

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

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

**S** : Surcharge Br.

$$S = 10 \text{ t}$$

#### Calculs:

##### ❖ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$	Br (t)
1	60	2188.756	10	1.031	10.31
2	100	3695.663		1.019	10.19
3	60	2188.756		1.031	10.31

##### ❖ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$	Br (t)
1	160	5884.419	10	1.012	10.12

2	120	4377.512		1.016	10.16
---	-----	----------	--	-------	-------

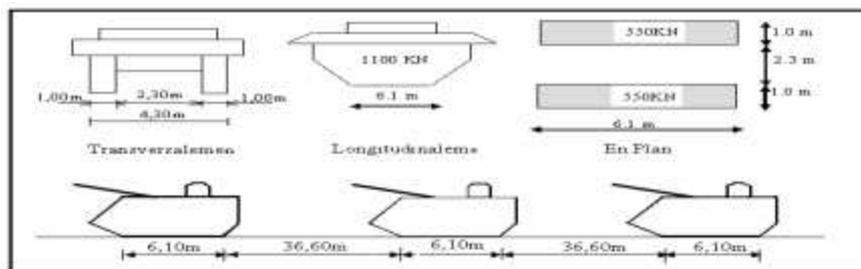
❖ Trois travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	S (t)	$\delta$	Br (t)
1	220	8073.175	10	1.009	10.09

4) **Surcharges militaires Mc120 :**

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

- Les véhicules **Mc120** peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal : **un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.**
- Dans le sens longitudinal : **le nombre de convoi est limité.**
- Poids totale : **110 t.**
- Longueur d’une chenille : **6,10 m.**
- Largeur d’une chenille : **1,00 m.**



**Fig.V.7. Les dimensions de systèmeMc120**

Calculs :

n : nombre de convoi par travée.

❖ Une travée chargée :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	Mc120 (t)
1	60	2188.756	2	220	1.045	230.01
2	100	3695.663	3	330	1.032	340.61
3	60	2188.756	2	220	1.045	230.01

## ❖ Deux travées chargées :

Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	Mc 120 (t)
1	160	5884.419	4	440	1.012	450.18
2	120	4377.512	3	330	1.016	338.94

## ❖ Trois travées chargées :

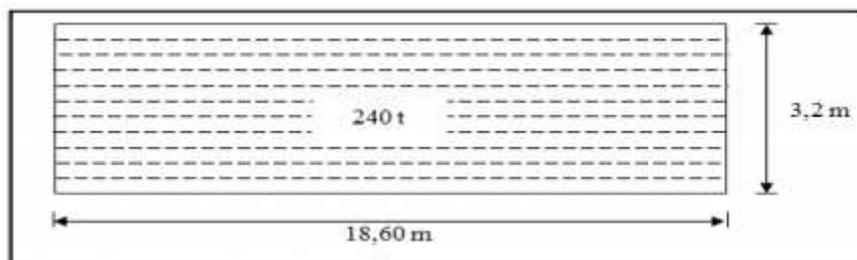
Cas de charge	L (m)	G (t)	n	S (t)	$\delta$	Mc 120 (t)
1	220	8073.175	6	660	1.009	673.8

5) Charge exceptionnelle (D240) :

Comporte une remorque de trois éléments de **4 lignes à 2 essieux** de **240 t** de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2m** de large et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égale à **12,9 t/ml**.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.



**Fig.V.8. Dimensions de système D240.**

6) Surcharges sur trottoirs (St) :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux trottoirs, donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la flexion locale.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

• **Charges locales (Cl) :**

Dans notre cas on charge uniquement le trottoir à droite (voir Fig.V. 3) :

Le trottoir chargé :  $St = 0.45 * 1.70 = 0.765 \text{ t/ml}$ .

• **Charges générales (Cg) :**

D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m<sup>2</sup>** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul le trottoir de droite pourra être chargé (voir Fig.V. 3):

Le trottoir chargé :  $St = 0.15 \times 1,70 = 0.255 \text{ t /ml}$

**7) Forces de freinage :**

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

**a) Effort de freinage correspondant à la charge A(L) :**

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

$$FA = \frac{1}{20+0.0035 S} \times A \text{ (I)}$$

**A(L) : chargement, A(L) = 6.27 t /m<sup>2</sup>** « le cas le plus défavorable »

S : surface chargée par m<sup>2</sup> (S = 60 × 10,00 = 600 m<sup>2</sup>)

$$FA = 0.284 \text{ t}$$

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

**Bc = 30 t** par tablier un seul camion est supposé freiner.

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

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

$$F_{Bc} = Bc \times bc = 30 \times 1,2 = 36 \text{ t}$$

**8) Forces centrifuges :**

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

Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

Désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par **un essieu**; une fraction de son poids égale à (**fascicule 61 titre II**) :

- $\frac{((R + 150) \times Bc)}{(6R + 350) \times b}$  pour les valeurs de **R** inférieures ou égales à **400 m**.
- $\frac{(80 \times Bc)}{R}$  pour les valeurs de **R** supérieures à **400 m**.

Dans notre cas on a : **R = 350 m**

$$F_c = (R + 150) \times Bc / (6R + 350) \times b = (350 + 150) \times 178,227 / (6 \times 350 + 350) \times 11)$$

$$F_c = 3.31 \text{ t / ml.}$$

## V.2. Le Vent :

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée une pression de :

$$P = 2 \text{ KN/m}^2 \quad \text{lorsque l'ouvrage est en service.}$$

$$P = 1.25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.}$$

$$P = 1.0 \text{ KN/m}^2 \quad \text{lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.}$$

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **1.25 KN/m<sup>2</sup>** car la durée de réalisation du projet dépasse **1 mois**.

## V.3. La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de **Drâa El mizane**  $\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$ .

## V.4. Le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en **zone IIa**.

La zone est à **moyenne** risque sismique.

## **V.5. Définition des actions :**

### **V.5.1. Actions permanentes :**

Les actions permanentes comprennent toutes les charges qui sont présentes pendant une longue durée et dont la variation de grandeur au cours du temps est négligeable.

### **V.5.2. Actions variables :**

Elles comprennent les charges dont la grandeur varie fortement au cours du temps comme les actions climatiques.

### **V.5.3. Actions accidentelles :**

Elles comprennent les actions dont la durée est courte et dont la présence avec une grandeur significative est peu ou pas probable au cours de la durée de service tel que le séisme.

### **V.5.4. Combinaisons des charges :**

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

#### **a) Les coefficients de majoration :**

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

Action	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Mc 120	1.35	1
D 240	1.35	1
Gradient thermique ( $\Delta T$ )	0	0.5
Vent (w)	1.5	1
Surcharge des trottoirs (St)	1.6	1
L'effet du précontraint (P)	1	1
Freinage	1.6	1.2

**Tab. V.5 : Valeurs des coefficients de majoration**

Tel que :

**G** : les charges permanentes.

**W** : charge du vent.

$\Delta T$  : gradient thermique.

### b) Les combinaisons :

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

Action prépondérantes	Combinaisons
A l'ELU	<b>1.35G + 1.6 (A(l) + St)</b>
	<b>1.35G + 1.6 (Bc+St)</b>
	<b>1.35G + 1.6 (Bt+ St)</b>
	<b>1.35G + 1.35Mc 120</b>
	<b>1.35G + 1.35 D240</b>
	<b>1.35G + 1.5w</b>
A l'ELS	<b>G + 1.2 (A(l) +St)</b>
	<b>G + 1.2 (Bc + St)</b>
	<b>G + 1.2 (Bt + St)</b>
	<b>G + Mc120</b>
	<b>G + D240</b>
	<b>G + 1.2 (A(l) +St) + 0.5Δt</b>
	<b>G + 1.2 (Bc +St) + 0.5Δt</b>
	<b>G + Mc120 + 0.5 Δt</b>
	<b>G + D240 + 0.5 Δt</b>
<b>G + W</b>	

**Tab. V.6 : Les combinaisons**

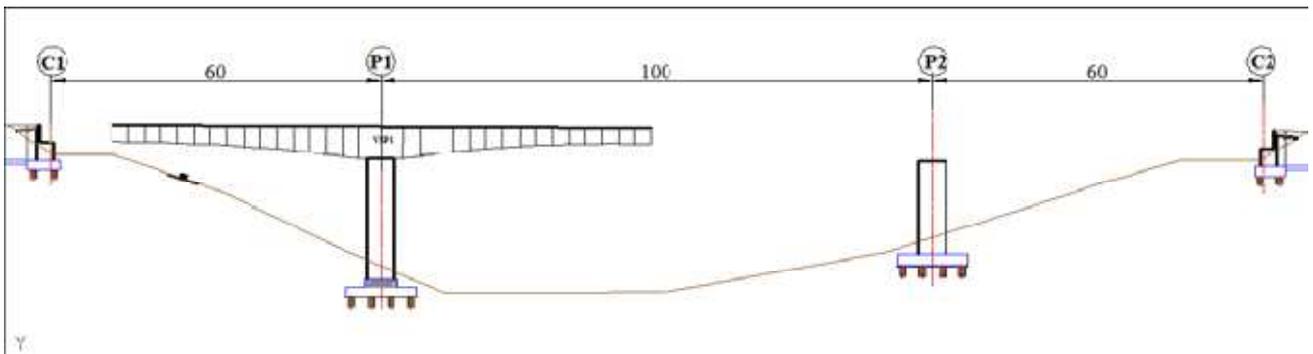
## VI. Introduction :

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; Celle-ci s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines. Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

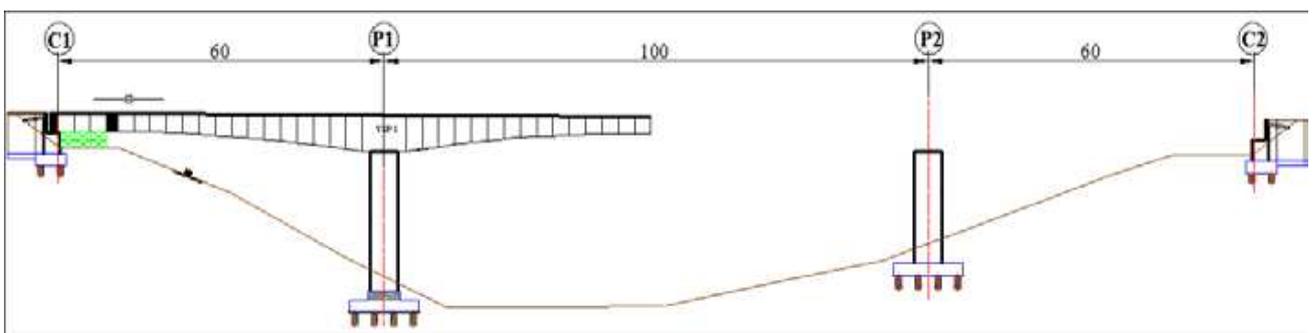
Les schémas ci-dessous montrent des différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage:

### Phase 1



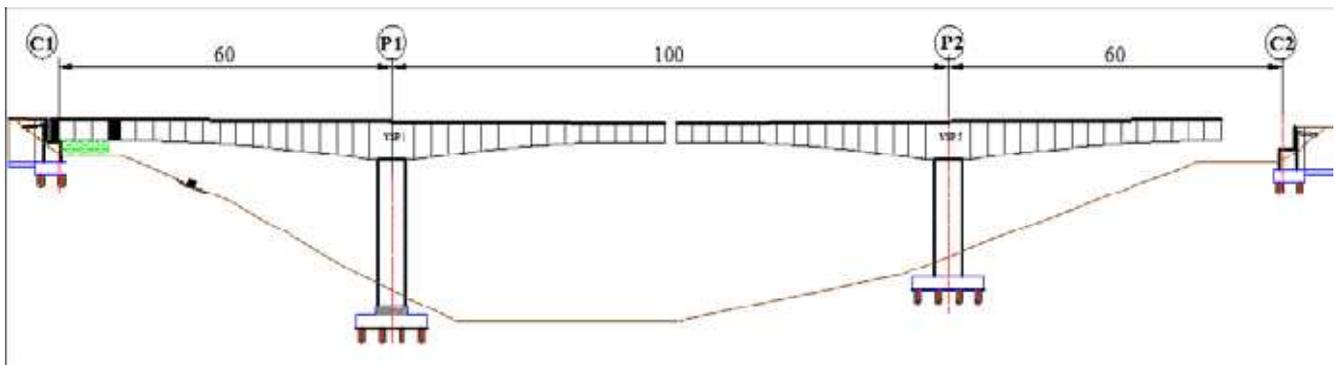
**Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1**

### Phase 2



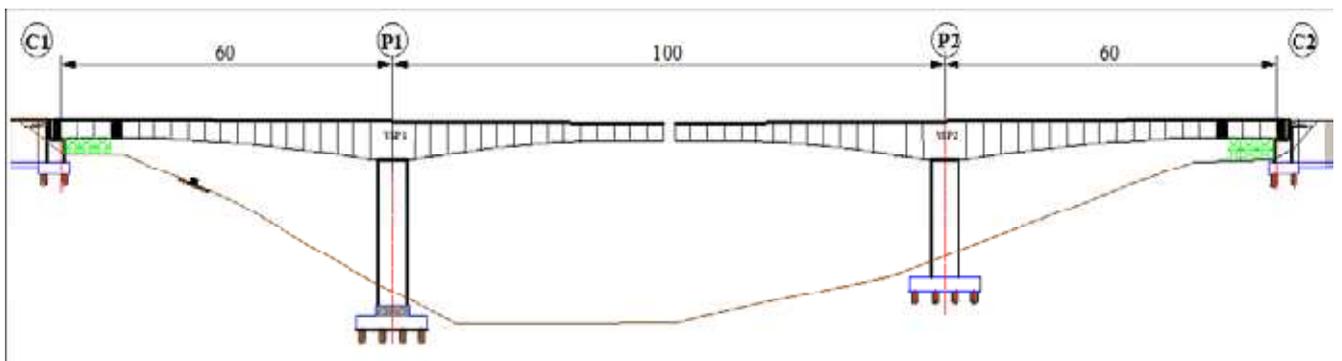
**Fig. VI.2 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1)**

**Phase 3**



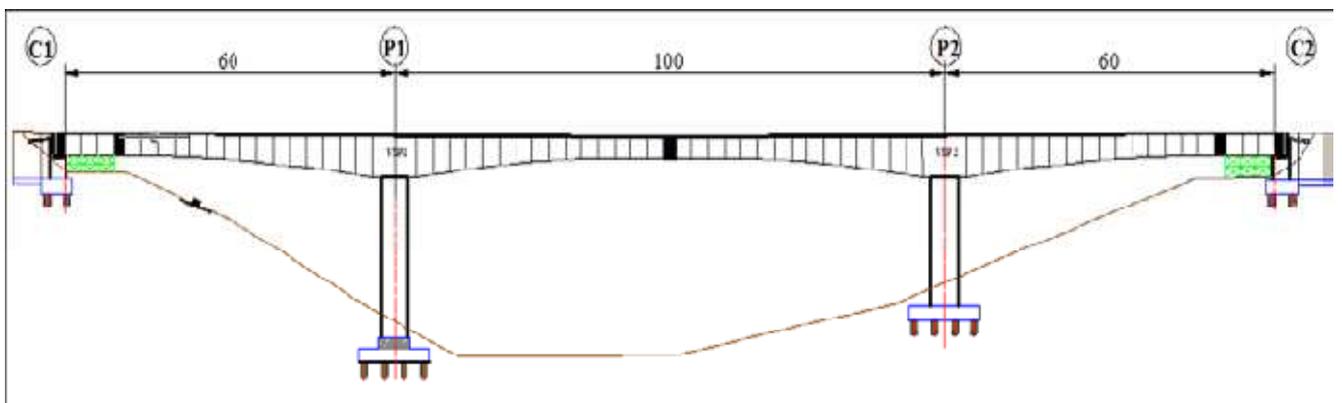
**Fig. VI.3 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2**

**Phase 4**



**Fig. VI.4 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (P2-C2)**

**Phase 5**



**Fig. VI.5 : Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2)**

## VI.1. Charges appliquées à la console en cours de la construction :

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que le fléau est symétrique, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Dans notre projet on va étudier  $\frac{1}{2}$  fléau, l'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage, les charges à considérer dans cette phase d'exécution sont les suivantes :

### 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 :

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

$\gamma$  : Poids volumique du béton égal à **2.5 t/m** .

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

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

### 2) Les surcharges 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 t/m<sup>2</sup>** et une surcharge concentrée  $Q_{PRA2}$  de **11.5 tonnes** (donnée par la relation  $50+5b$  en KN) appliquée au bout de fléau, avec b désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson en mètre.

### 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 besoins de l'équipage mobile.

### 4) Le vent :

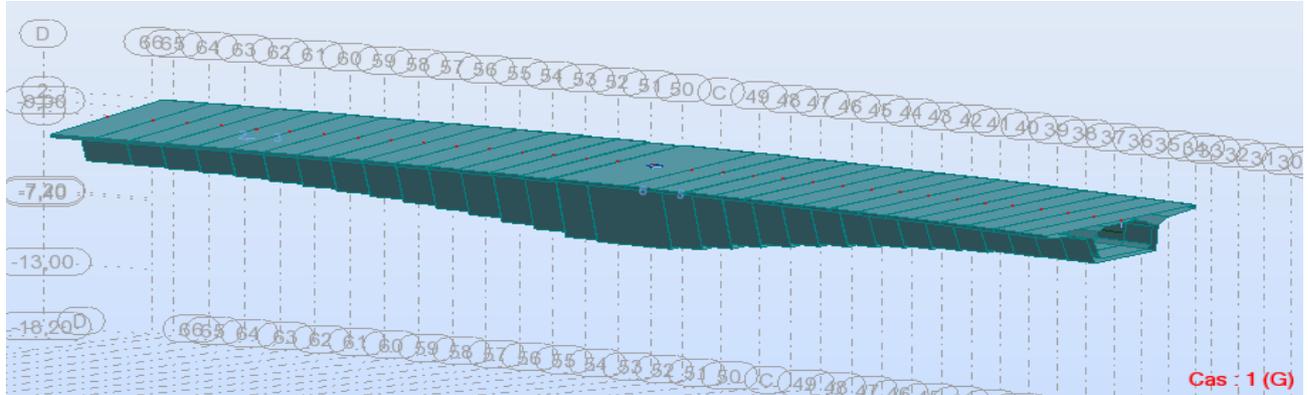
Le fascicule **61 titres II** prescrit une charge  $Q_w = 100 \text{ kg/m}^2$  si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon **125 kg/m<sup>2</sup>**, pour notre projet on prend  $Q_w = 125 \text{ kg/m}^2$ . C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

### 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.

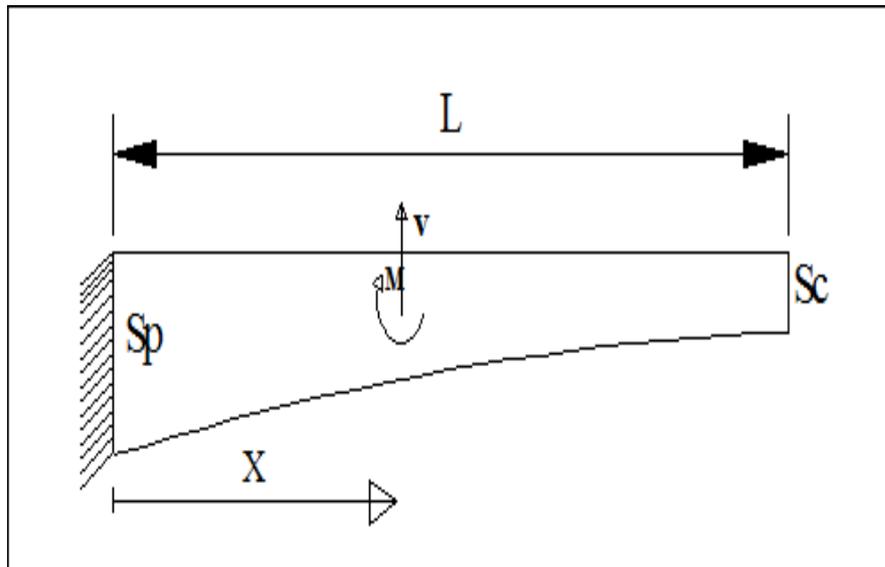
On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 2.

**VI.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :**



**Fig. VI.6: Vue 3D du modèle de calcul**

**VI.2.1. Effets dus au poids propre G :**



**Fig.VI.7 : Poids propre du demi-fléau.**

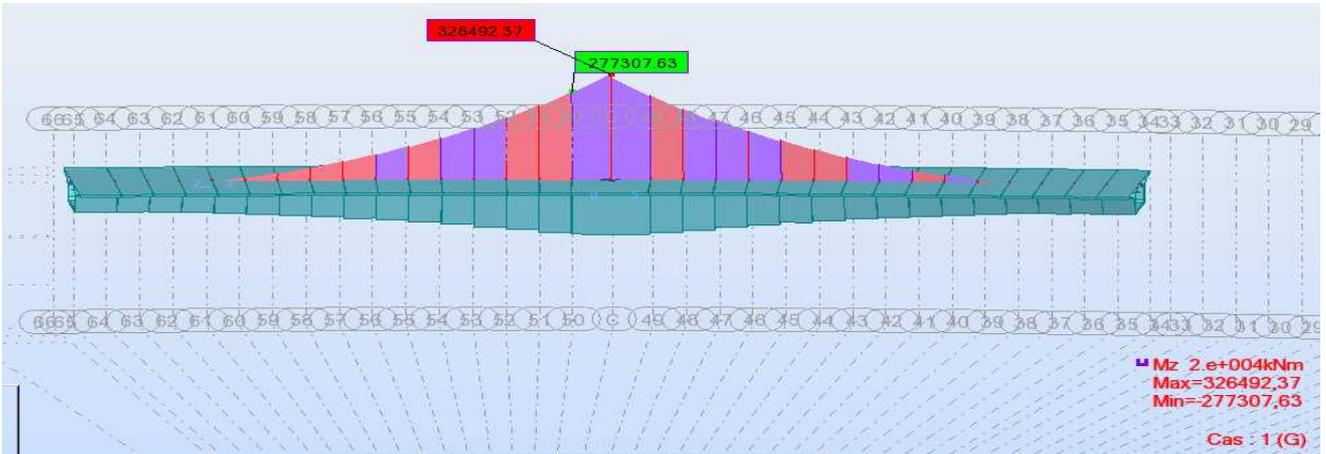
L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules ci-dessous.

➤ **Moment fléchissant :**

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

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

L : étant la longueur du fléau considéré

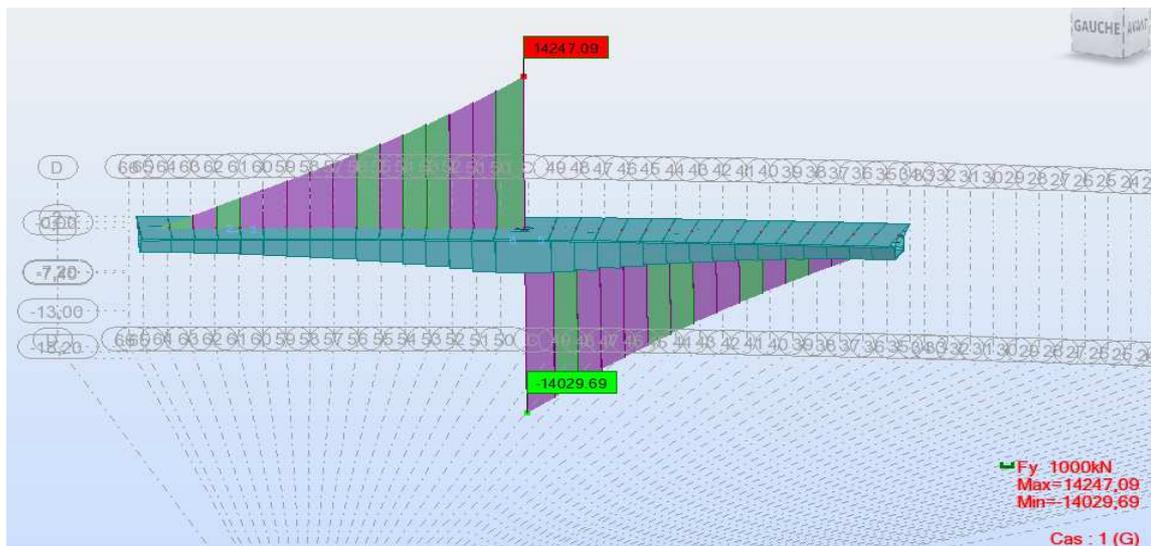


**Fig.VI.8 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G.**

➤ **Effort tranchant :**

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

$$T(x) = \gamma \cdot b \left[ \frac{-(Sp(L-x)) - (Sp - Sc)L - x}{L} + \frac{(Sp - Sc)L - x}{3L} \right]$$



**Fig.VI.9 : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous G.**

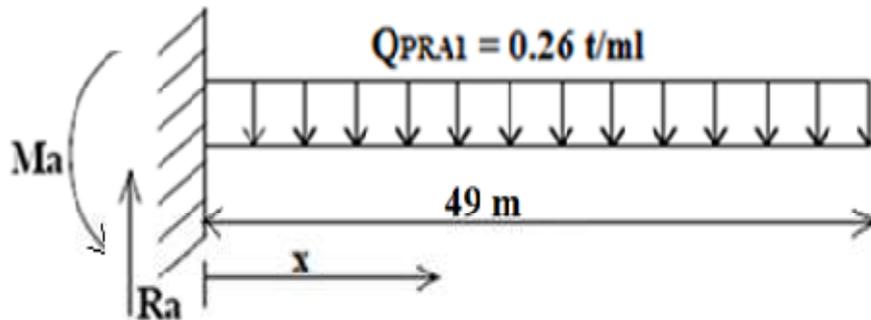
**VI.2.2. Effets des surcharges réparties de chantier (OPRA1) :**

On considère une charge de chantier répartie **QPRA1** de **0,02 t/m<sup>2</sup>** sur le demi-fléau :

Soit :  $Q_{PRA1} = 0,02 \times 13 = 0,26 \text{ t/ml}$ .

Avec :

L : Largeur du tablier ; L = 13 m.

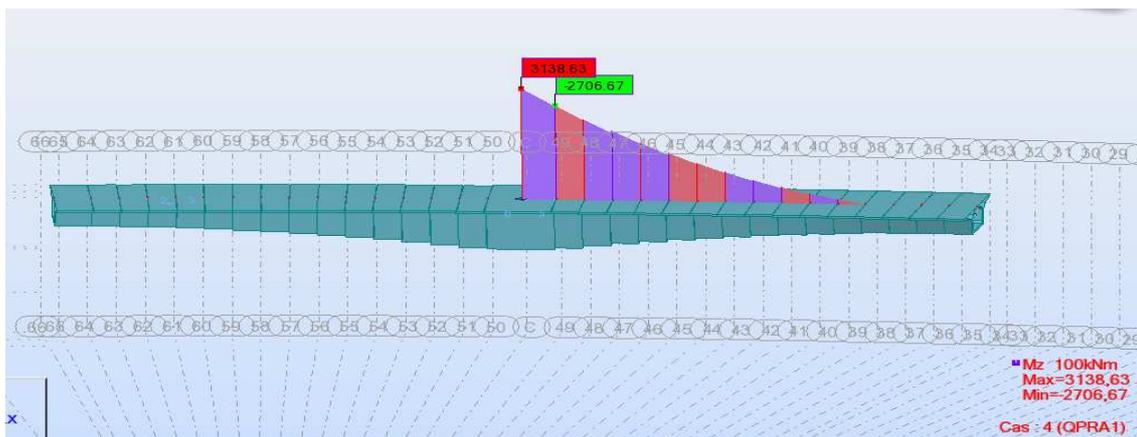


**Fig.VI.10 : Surcharges réparties de chantier**

Les équations de sollicitation :

➤ **Moment fléchissant M :**

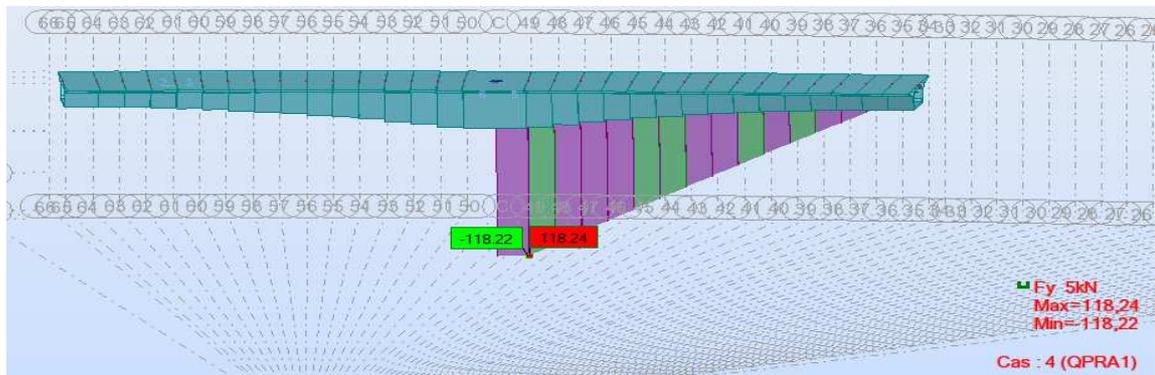
$$M(x) = -0.13x^2 + 12.74x - 311,34 \text{ (t.m)}$$



**Fig.VI.11 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1**

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = -0.26x + 12.74 \text{ (t)}$$



**Fig.VI.12 : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1**

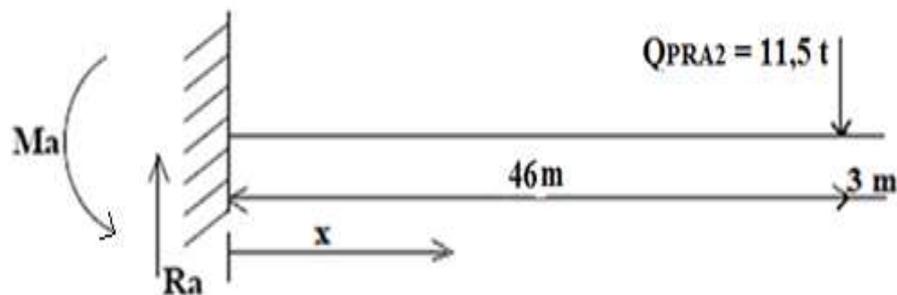
### **VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (QPRA2) :**

On considère une charge concentrée  $Q_{PRA2}$  de  $(50 + 5b)$  KN 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 :**

$B = 13$  m (largeur du tablier).

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13 = 11,5 \text{ t}$$

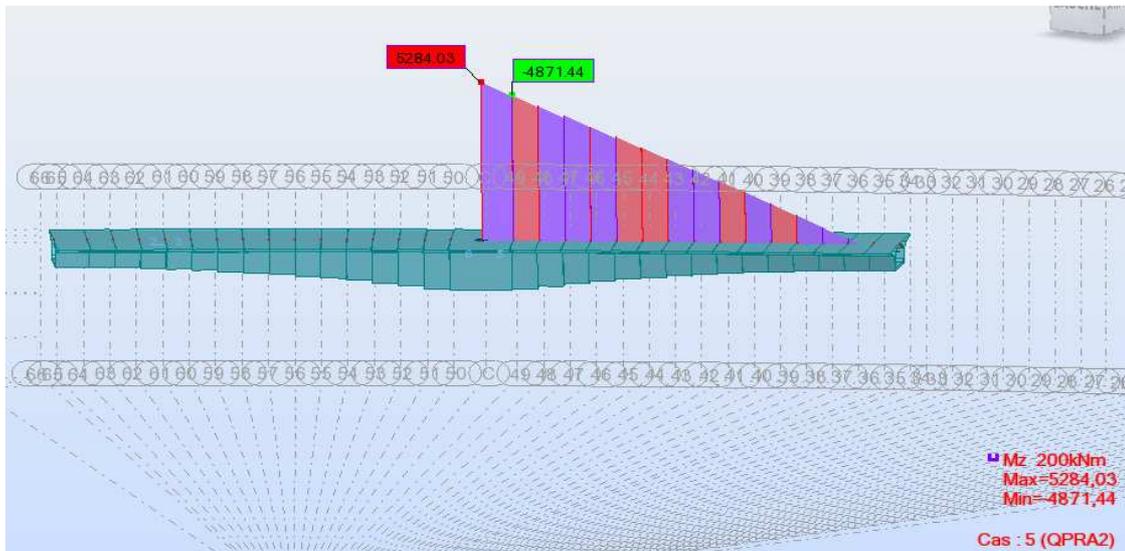


**Fig.VI.13 : Surcharges concentrées**

**Les équations de sollicitation :****➤ Moment fléchissant  $M$  :**

Quand :  $0 \leq x \leq 46 \text{ m}$        $M(x) = 11.5 x - 527.43 \text{ (t.m)}$

Quand :  $46 \leq x \leq 49 \text{ m}$        $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

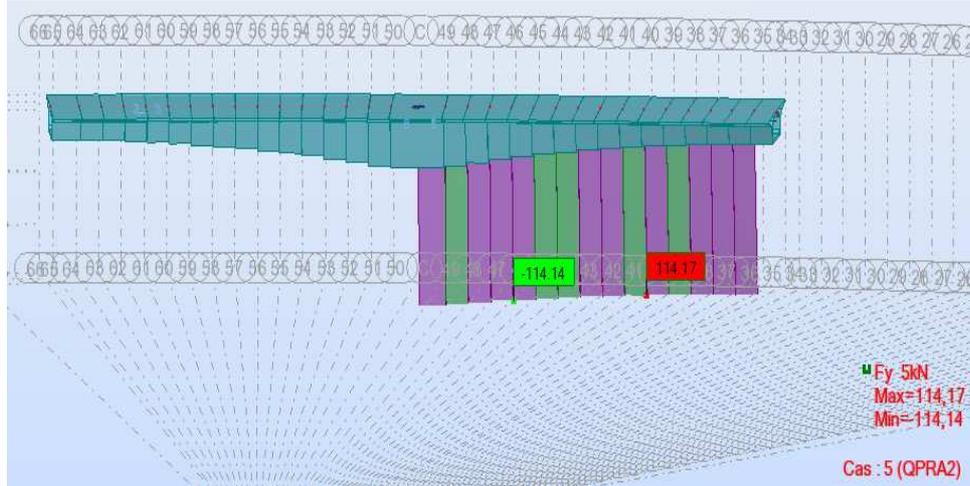


**Fig.VI.14 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2**

**➤ Effort tranchant  $T$** 

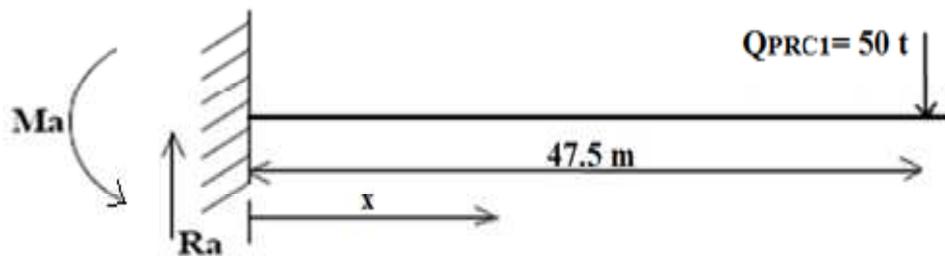
Quand :  $0 \leq x \leq 46 \text{ m}$        $T(x) = 11.5 \text{ (t)}$

Quand :  $46 \leq x \leq 49 \text{ m}$        $T(x) = 0 \text{ (t)}$



**Fig.VI.15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA2**

**VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (QPRC1) :**

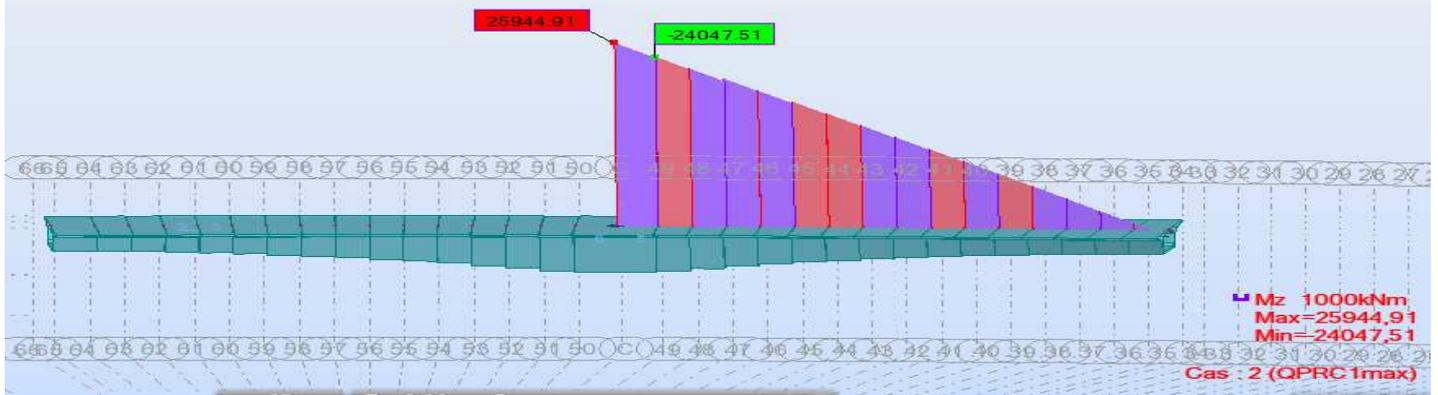


**Fig.VI.16 : Surcharges de l'équipage mobile**

**Les équations de sollicitation :**

➤ *Moment fléchissant M :*

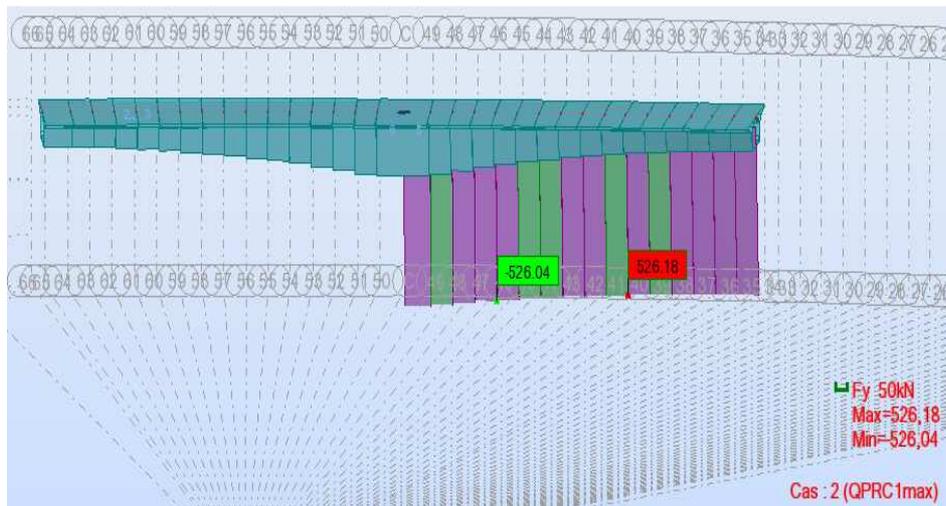
Quand :  $0 \leq x \leq 47.5 \text{ m}$        $M(x) = 50 x - 2367.52 \text{ (t.m)}$



**Fig.VI.17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRC1**

➤ **Effort tranchant T :**

Quand :  $0 \leq x \leq 47.5 \text{ m}$        $T(x) = 50 \text{ (t)}$ .

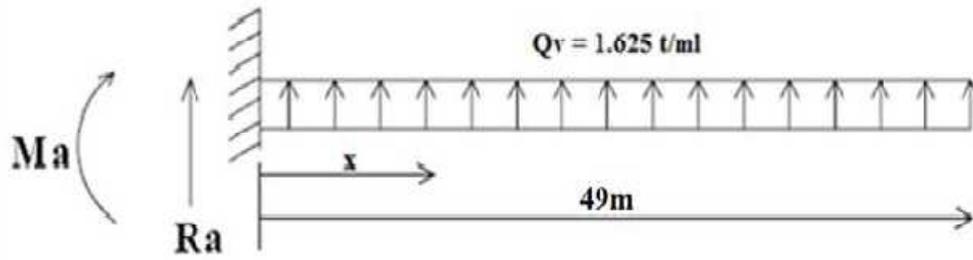


**Fig. VI.18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRC1**

**VI.2.5. Vent :**

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

$Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \text{ t/ml}$ .

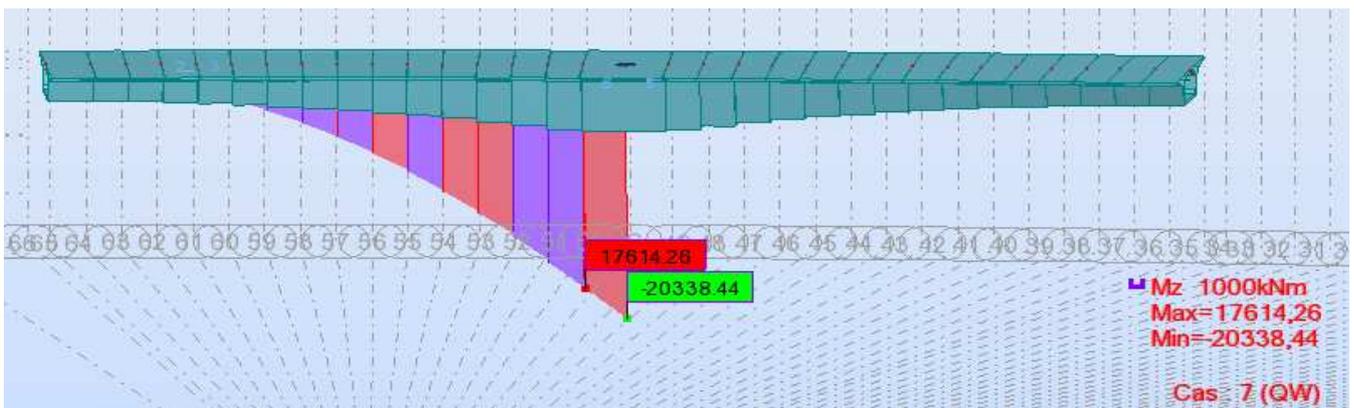


**Fig.VI.19 : Surcharges du vent.**

**Les équations de sollicitation :**

➤ **Moment fléchissant M :**

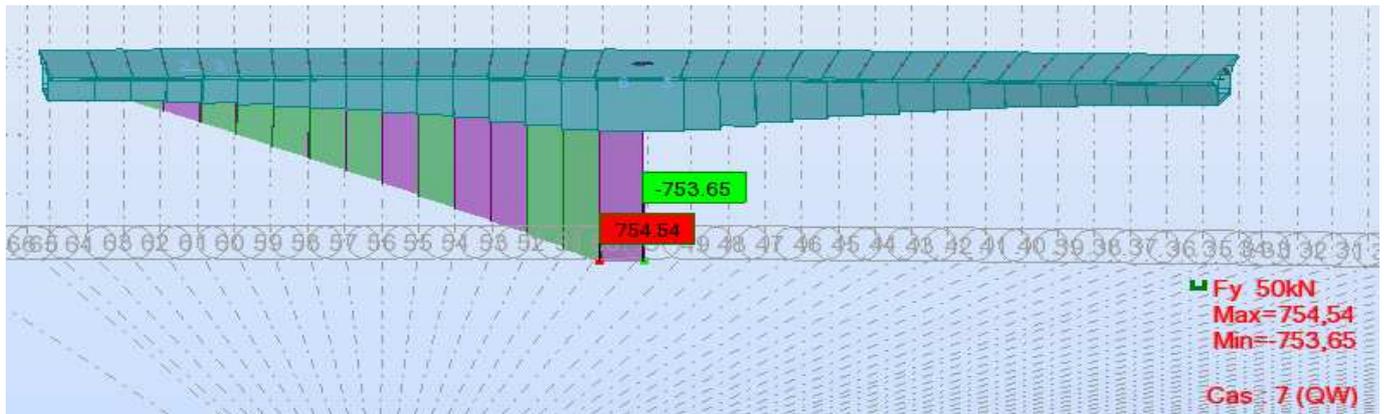
$M(x) = 0.8125 x^2 - 79.58x + 1945.9 \text{ (t.m)}$



**Fig.VI.20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QW.**

➤ **Effort tranchant T :**

$$T(x) = 1.625 x - 79.58 \text{ (t)}$$



**Fig. VI.21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QW.**

En raison de la symétrie du fléau, on va se limiter à donner les résultats pour un demi- fléau, Les résultats sont présentés dans le tableau ci – dessous.

X (m)	Poids propre (G)		Surcharge réparties (QPRA1)		Surcharge concentrées (QPRA2)		Surcharge de Vent (QW)	Surcharge de l'équi mobile (QPRC1)	Somme G+QPRA1+QPRA2 +QPRC1			
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M(t.m)	T (t)	M(t.m)			T(t)	M (t.m)	T (t)	M(t.m)
0	1462,99	-31984,82	12,73	-311,34	11,5	-527,43	-79,58	1945,85	50	-2367,5	1537,6	-35191,11
4	1269,71	-26381,72	11,66	-261,34	11,5	-480,54	-73,123	1633,38	50	-2163,8	1268,06	-29287,4
7	1164,7	-22748,09	10,89	-227,62	11,5	-446,14	-68,04	1422,6	50	-2015	1237,09	-25437,28
10	1062,14	-19416,77	10,11	-197,728	11,5	-414	-63,18	1235,83	50	-1875	1135,09	-21890,6
13	965,52	-16391,98	9,36	-168,478	11,5	-379,5	-58,497	1053,03	50	-1725	1036,71	-18649,21
16	871,62	-13643,91	8,58	-141,567	11,5	-345	-53,623	884,848	50	-1575	941,86	-15696,07
19	779,56	-11183,3	7,8	-116,998	11,5	-310,5	-48,748	731,293	50	-1425	847	-13025,22
22	692,66	-8988,4	7,02	-94,768	11,5	-276	-43,873	592,363	50	-1275	758,66	-10627,55
25	607,58	-7052,37	6,24	-74,878	11,5	-241,5	-38,998	468,058	50	-1125	673,16	-8488,2
28	525,2	-5366,07	5,46	-57,328	11,5	-207	-34,123	358,378	50	-975	590,42	-6600,97
31	446,78	-3920,3	4,68	-42,118	11,5	-172,5	-29,248	263,323	50	-825	510,4	-4956,09
34	368,83	-2709,1	3,9	-29,248	11,5	-138	-24,373	182,893	50	-675	431,83	-3548,67
37	292,22	-1726,5	3,12	-18,718	11,5	-103,5	-19,498	117,088	50	-525	355,4	-2371,77
40	218,66	-969,7	2,34	-10,528	11,5	-68,78	-14,623	65,4	50	-375	280,48	-1420,99
43	143,68	-429,02	1,56	-4,67	11,5	-34,39	-9,72	29,7	50	-224,5	206,74	-692,54

46	71,62	-107,12	0,78	-1,16	11,5	0	-4,86	7,27	50	75,02	122,41	-183,27
47.5	/	/	/	/	/	/	/	/	50	0	86,9	-27,68
49	0	0	0	0	/	/	0	0	/	/	0	0

TAB . VI.1: variation des charges de construction sur le demi – fléau

**VI.3. Etude de la stabilité des fléaux :**

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d’assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive. L’accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l’équipage mobile en cours de construction.

**VI.3.1. Actions accidentelles (FA) sur le demi-fléau :**

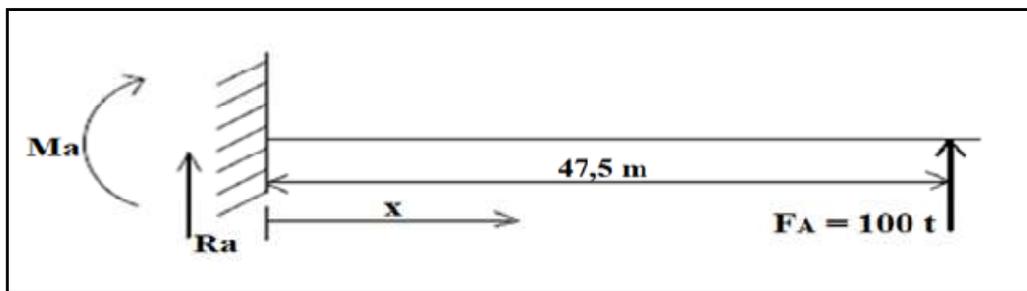


Fig.VI.22 : Actions accidentelles

**Les équations de sollicitation :**

➤ *Moment fléchissant M :*

$$M(x) = - 100 x + 4734.96 \text{ (t.m)}$$

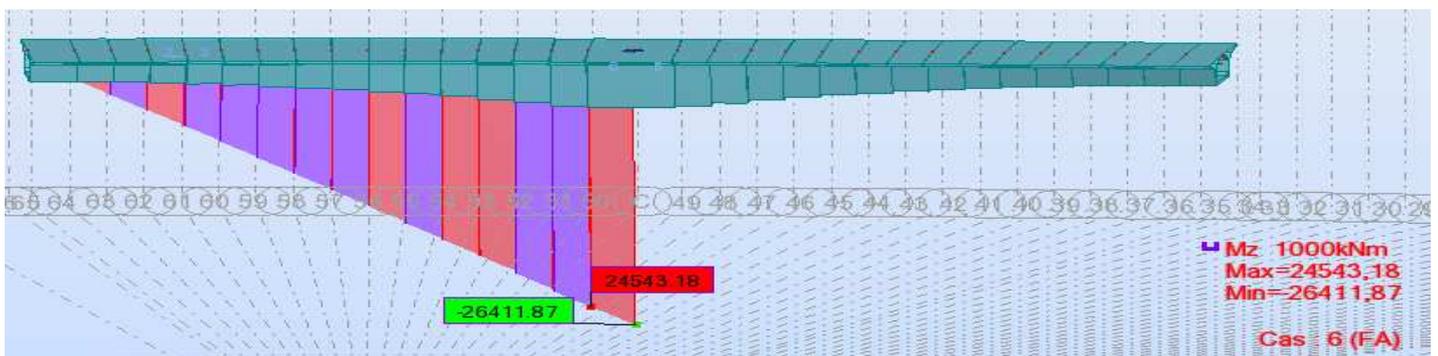
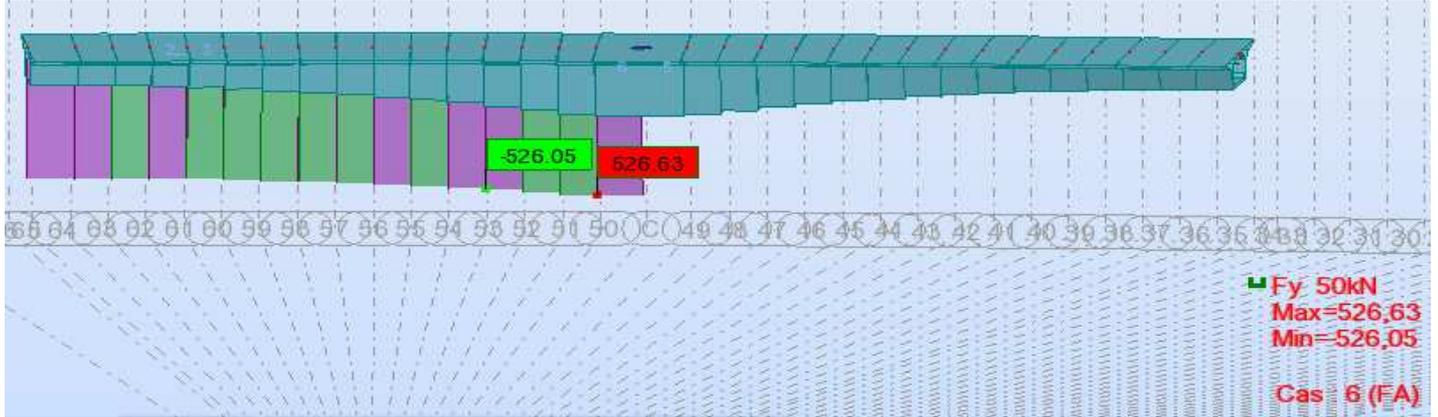


Fig.VI.23 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA

➤ *Effort tranchant T :*

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



**Fig.VI.24: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA**

<b>X(m)</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>16</b>	<b>19</b>	<b>31</b>	<b>34</b>	<b>43</b>	<b>46</b>	<b>47.5</b>
<b>T (t)</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>	<b>-100</b>
<b>M(t.m)</b>	<b>4734,96</b>	<b>4326,67</b>	<b>4027,6</b>	<b>3730,42</b>	<b>3135,28</b>	<b>2837,33</b>	<b>1643,72</b>	<b>1345,02</b>	<b>448,1</b>	<b>149,1</b>	<b>0</b>

**TAB . VI.2: les effets des charges de construction sur le demi – fléau en situation accidentelle FA**

**VI.3.2.Les combinaisons des charges :**

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

**A1** :  $1,1(G_{max}+G_{min}) + 1,25(Q_{PRC1 \ max} + Q_{PRC1 \ min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} +Q_W)$

**A2** :  $0,9(G_{max}+G_{min}) + 1,25(Q_{PRC1 \ max} + Q_{PRC1 \ min} +Q_{PRA1}+Q_{PRA2} +Q_W)$

**Avec :**

**G<sub>max</sub>** : poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de **2%**.

**G<sub>min</sub>** : poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de **2%**

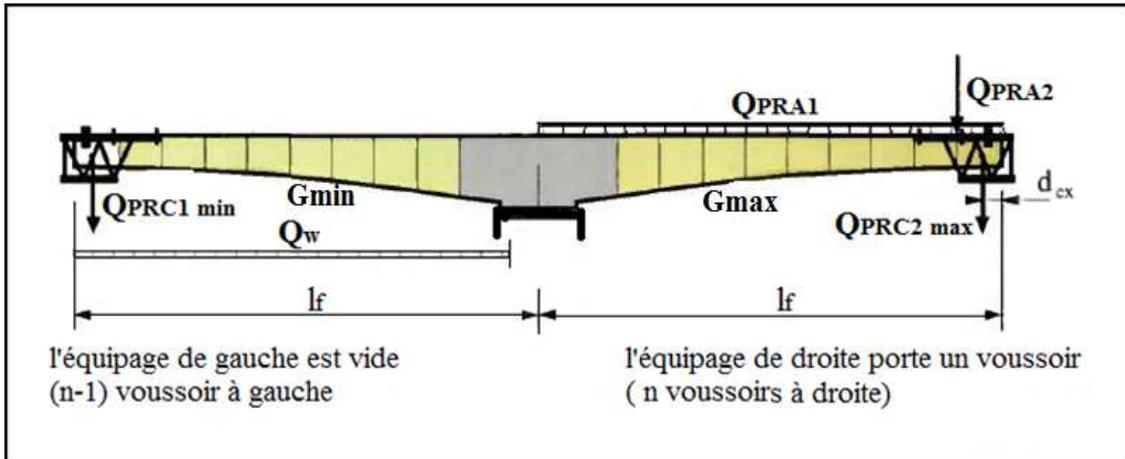
**Q<sub>PRC1 max</sub>** : poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de **6%**.

**Q<sub>PRC1 min</sub>** : poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de **4%**.

**D'où :**

$G_{max} = 1.02 G ; G_{min} = 0.98 G$

$Q_{PRC1 \ max} = 1.06 Q_{PRC1} ; Q_{PRC1 \ min} = 0.96 Q_{PRC1}$



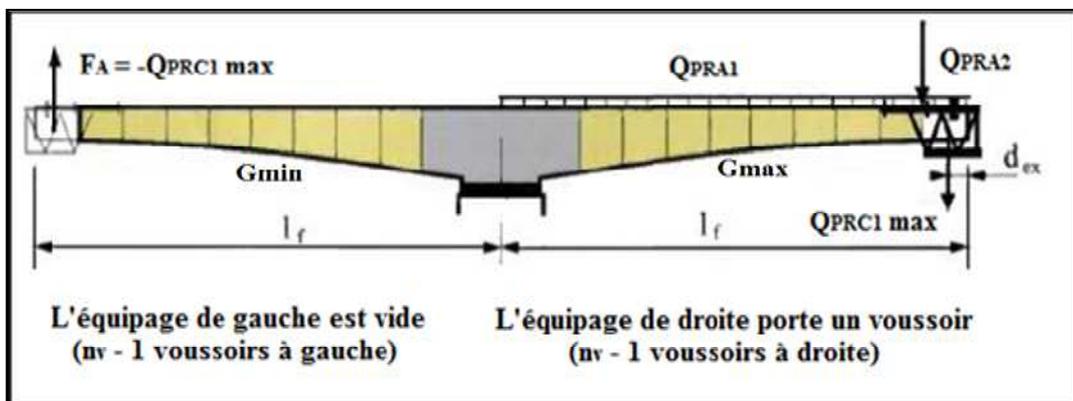
**Fig.VI.25: Combinaisons en situation temporaire**

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

**B1** :  $1,1(G_{max}+G_{min}) + FA + ( QPRC1 \text{ max} + QPRA1+QPRA2)$

**B2** :  $0,9(G_{max}+G_{min}) + FA + ( QPRC1 \text{ max} + QPRA1+QPRA2)$

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



**Fig.VI.26 : Combinaisons accidentelles.**

➤ *Les combinaisons les plus défavorables :*

	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
<b>Combinaisons de construction Type A</b>	$1,1 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 (QPRC1 \text{ max} + QPRC1 \text{ min} + QPRA1+QPRA2 + QW)$	<b>-11511,17</b>	<b>484,85</b>

	$0,9 (G_{max}+G_{min}) + 1,25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1 \min} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2} + Q_W)$	<b>-10103,8</b>	<b>420,48</b>
<b>Combinaisons accidentelles Type B</b>	$1,1 (G_{max}+G_{min}) + FA + ( Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	<b>-16106,86</b>	<b>537,25</b>
	$0,9 (G_{max}+G_{min}) + FA + ( Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})$	<b>-14699,48</b>	<b>472,88</b>

**Tab.VI .3 : Combinaisons les plus défavorables**

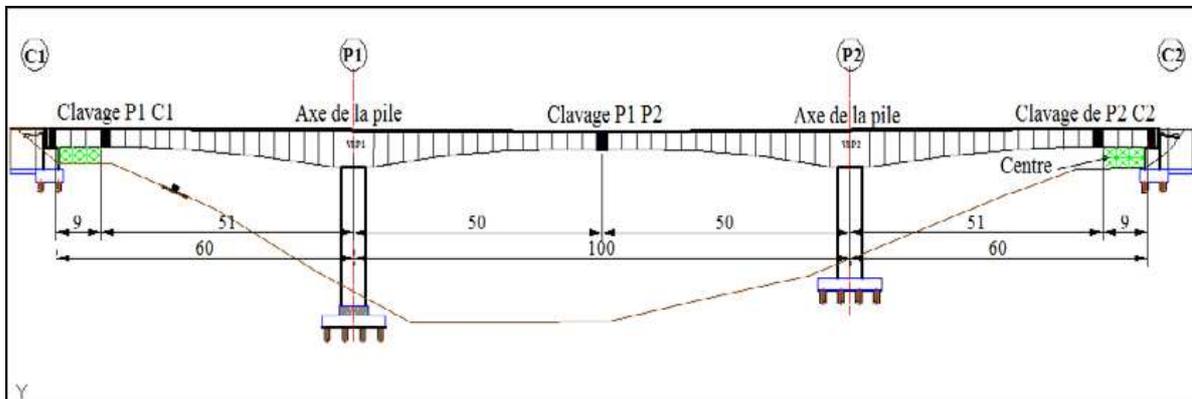
Le moment de renversement : **MR= -16106,86 t.m**

La réaction à la tête de la pile : **R = 537,25 t**

**VI.4. Clavage des travées :**

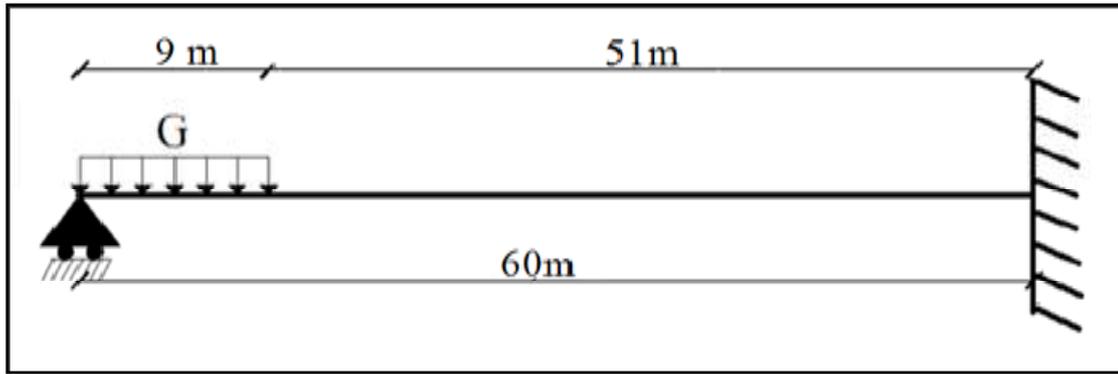
**VI.4.1. Clavage des travées de rive :**

Lorsque le premier fléau est terminé, on commence par solidariser la **travée de rive** sur pile-culée, cette partie sera coulée sur **cintre**. Cette opération de solidarisation s’appelle **clavage**, ensuite on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarissant la travée adjacente puis on termine avec la travée centrale.

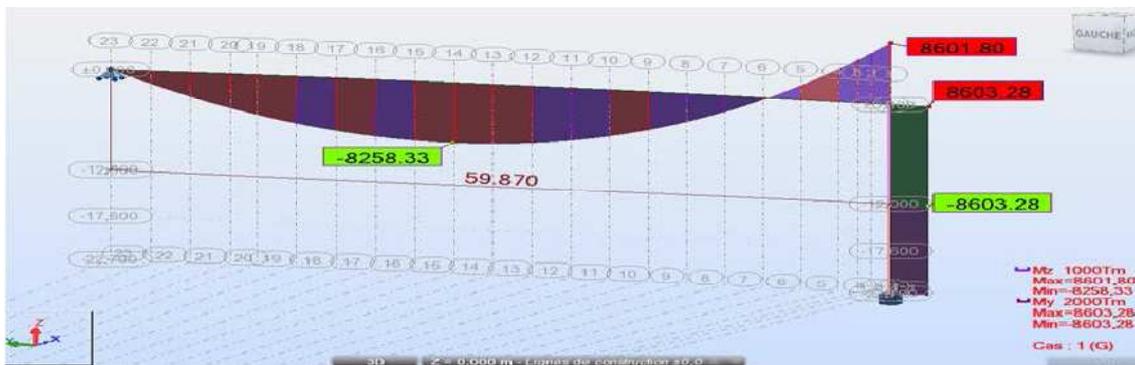


**Fig. VI.27 : Clavage**

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



**Fig.VI.28 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive**



**Fig.VI.30 : Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive**

Le tableau récapitule les moments et les efforts tranchant de la travée de rive :

X ( m )	T ( t )	M ( t . m )
0	1094.91	-8601.8
4	901.61	-4491.55
7	796.6	-1940.87
10	695.36	290.2
13	597.78	2230.44
16	503.7	3884.00
19	409.62	5255.97
22	322.05	6355.98
25	237.35	7197.96
28	155.36	7790.21

31	75.77	8140.31
34	-1.68	8258.33
37	-77.32	8140.21
40	-151.45	7800.86
43	-224.42	7240.98
46	-296.48	6463.69
49	-368.09	5471.07
51	-415.71	4690.33
54	-487.12	3340.66
57	-558.54	1777.22
60	-629.96	0

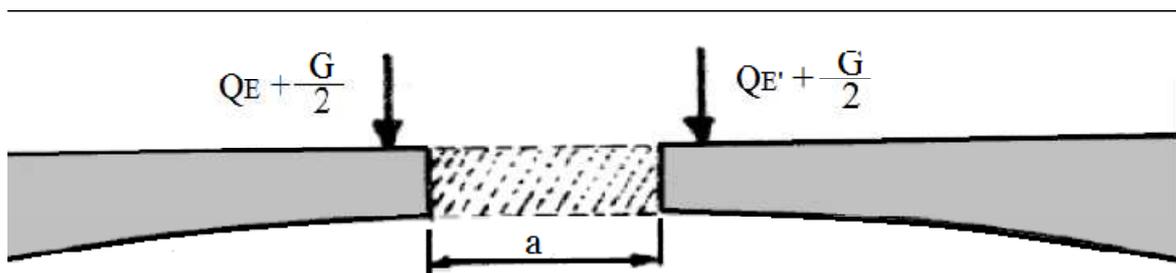
**Tab.VI.4 : Résultats des efforts (M, T) après clavage de la travée de rive**

### **VI.4.2. Clavage de la travée intermédiaire :**

Le clavage entre deux fléaux s'effectue en exécutant un voussoir de clavage de **2 m** de longueur entre leurs extrémités .Les effets du clavage engendre des efforts qui doivent être pris en compte suivant le déroulement des opérations :

- 1) Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.
- 2) Une fois le béton durci, on réalise physiquement le clavage à l'aide de câbles de précontrainte de continuité et on enlève l'équipage de clavage.

#### **a) Avant l'enlèvement de l'équipage de clavage :**

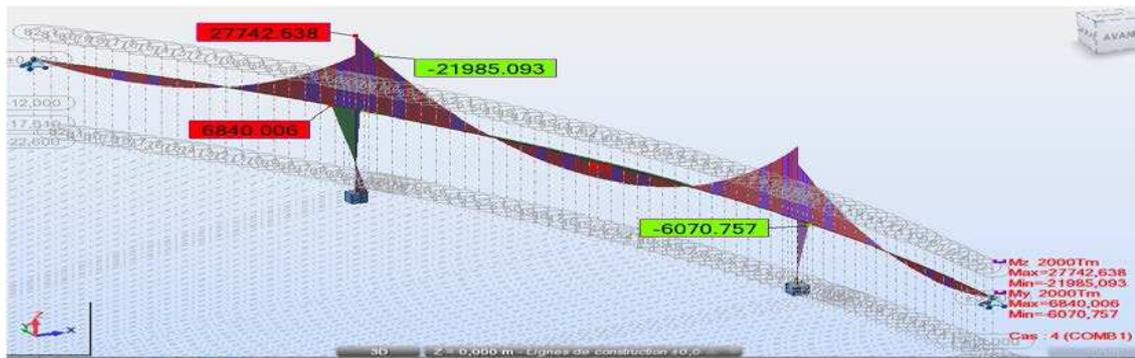


**Fig.VI.31 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage**

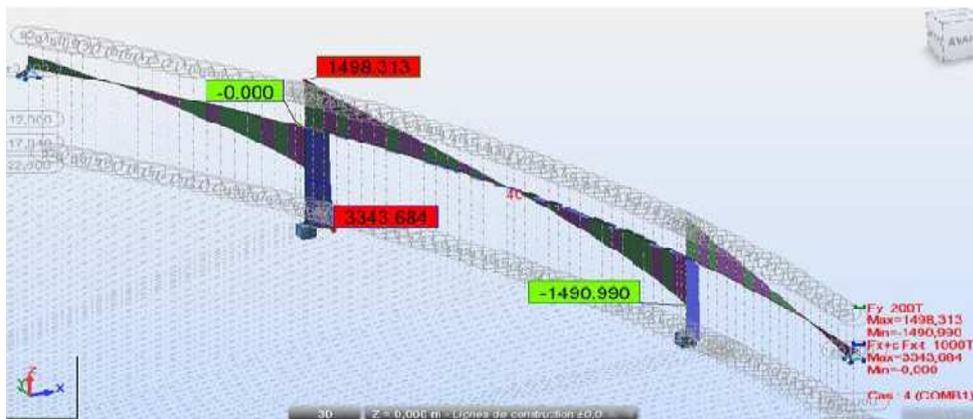
$Q_E + Q_{E'}$  : Poids total de l'équipage de clavage, ces deux forces ne sont pas forcément égales;  
 $(Q_E + Q_{E'} = 20 \text{ t})$ .

$G$  : poids du voussoir de clavage ;  $(G = 60.251 \text{ t})$

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

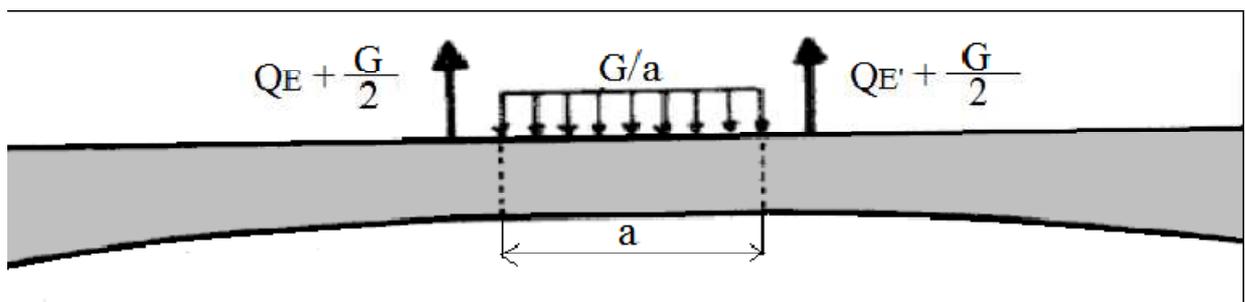


**Fig.VI.32 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage**

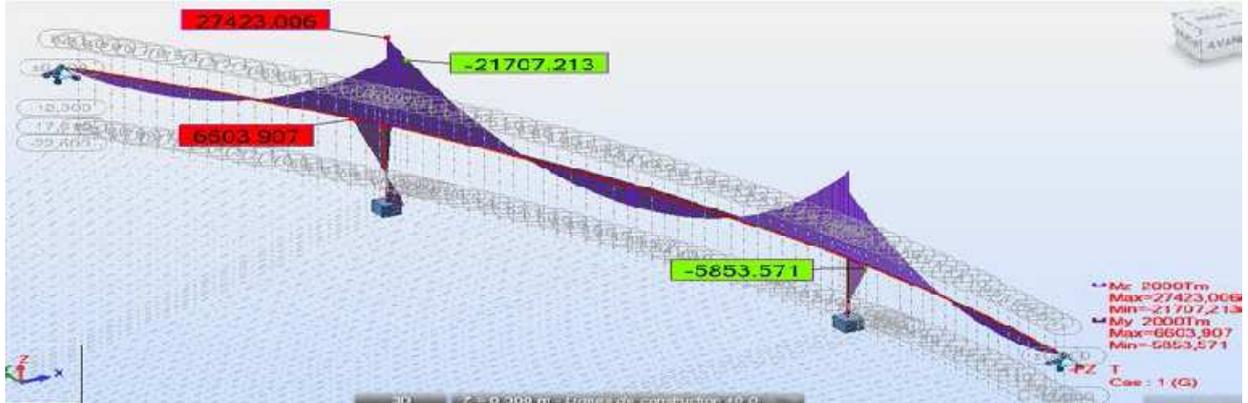


**Fig. VI.33 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage**

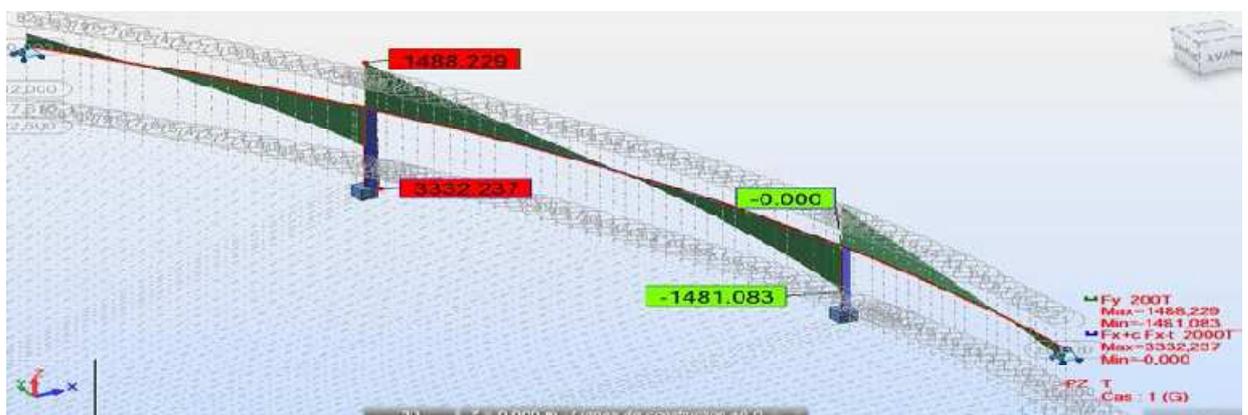
**b) Après l'enlèvement de l'équipage de clavage :**



**Fig. VI.34 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage**



**Fig. VI.35 : Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage**



**Fig.VI. 36 : Diagramme des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage**

## **VI.5. Etude longitudinale en phase de service :**

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

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la détermination du câblage de continuité, une fois l'ouvrage rendu continu (clavage de toutes les travées), le schéma statique final est un système hyperstatique donc on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- **Poids propre.**
- **Superstructure**
- **Surcharge de trottoirs.**
- **Surcharges routières.**
- **Gradient thermique**

- *Les calculs seront effectués par le logiciel Robot Structural.*

### **VI.5.1. Description générale du logiciel :**

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

**Robot Structural** est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de **Robot Structural** pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

**Robot Structural** permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

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

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

### **VI.5.2. Modélisation :**

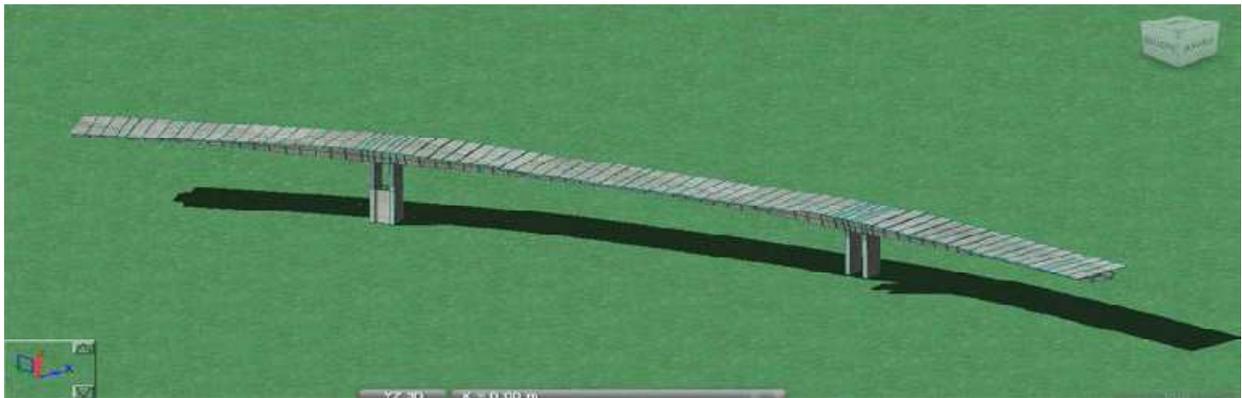
La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation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

- **La définition de la structure.**
- **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.**

- Le lancement des calculs.
- La vérification des résultats.
- L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.
- Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.



**Fig.VI. 37 : Vue en 3D du modèle de calcul**

#### **VI.5.4. Combinaisons de calcul :**

D'après le « Fascicule N°61 titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **3.967 t/ml** (voir chapitre V, page 39)
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **A<sub>2</sub>(I) = 6,27 t/ml**.
- **Surcharge Bc.**
- **Surcharge militaires Mc120.**
- **Convoi exceptionnel D240.**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : **St = 0,255 t/m**.

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

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 titre II » ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse :

	Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse

<b>Sollicitations</b>	<b>1</b>	<b>PP</b>	Permanente	Statique linéaire
	<b>2</b>	<b>CCP</b>	Permanente	Statique linéaire
	<b>3</b>	<b>A(l)</b>	Exploitation	Statique linéaire
	<b>4</b>	<b>Bc</b>	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	<b>5</b>	<b>Mc120</b>	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	<b>6</b>	<b>D240</b>	Exploitation	Statique linéaire
	<b>7</b>	<b>St</b>	Exploitation	Statique linéaire
<b>Combinaisons</b>	<b>8</b>	<b>G</b>	PP+CCP	Combinaison linéaire
	<b>9</b>	<b>ELU A(l)</b>	$1.35G + 1.6 (A + St)$	Combinaison linéaire
	<b>10</b>	<b>ELU Bc</b>	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
	<b>11</b>	<b>ELU Mc120</b>	$1.35 G + 1.35 Mc120$	Combinaison linéaire
	<b>12</b>	<b>ELU D240</b>	$1.35 G + 1.35 D240$	Combinaison linéaire
	<b>13</b>	<b>ELS A(l)</b>	$G + 1.2 (A + St)$	Combinaison linéaire
	<b>14</b>	<b>ELS Bc</b>	$G + 1.2 (Bc + St)$	Combinaison linéaire
	<b>15</b>	<b>ELS Mc120</b>	$G + Mc120$	Combinaison linéaire
	<b>16</b>	<b>ELS D240</b>	$G + D240$	Combinaison linéaire
	<b>17</b>	<b>ELS A(l)</b>	$G + 1.2 (A + St) + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire
	<b>18</b>	<b>ELS D240</b>	$G + D240 + 0.5\Delta T$	Combinaison linéaire

**Tab.VI.5 : Les différentes sollicitations et combinaisons selon le Fascicule 61.II**

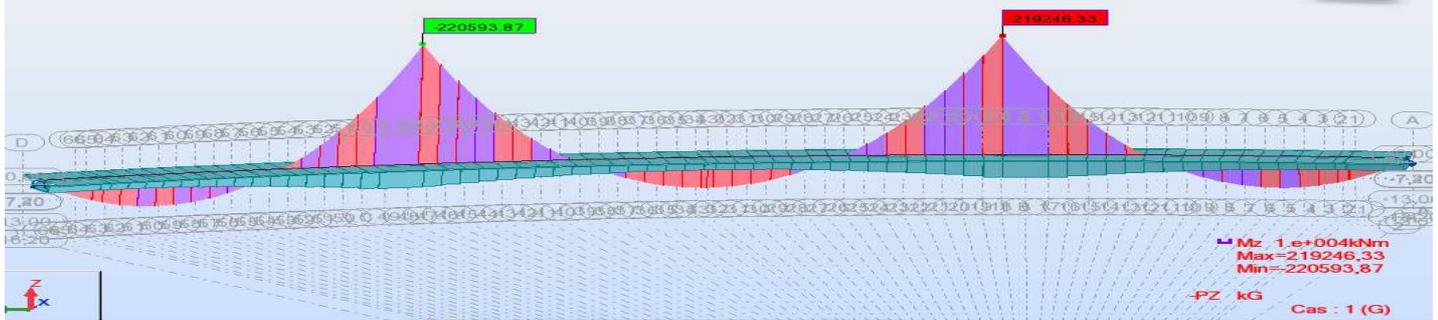
Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

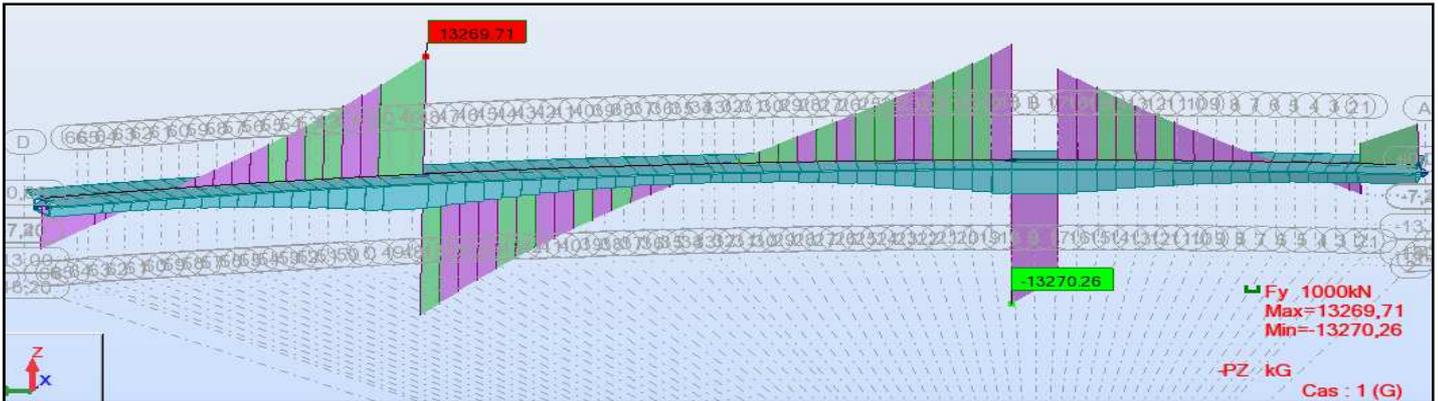
Les résultats sont donnés en **Kilo Newton. Mètre** pour les moments et en **Kilo Newton** pour les efforts.

#### **VI.5.4.1.Sollicitations dues aux charges permanentes :**

Les efforts engendrés par les charges permanentes du tablier sont présentés sous forme de diagrammes ci-dessous :



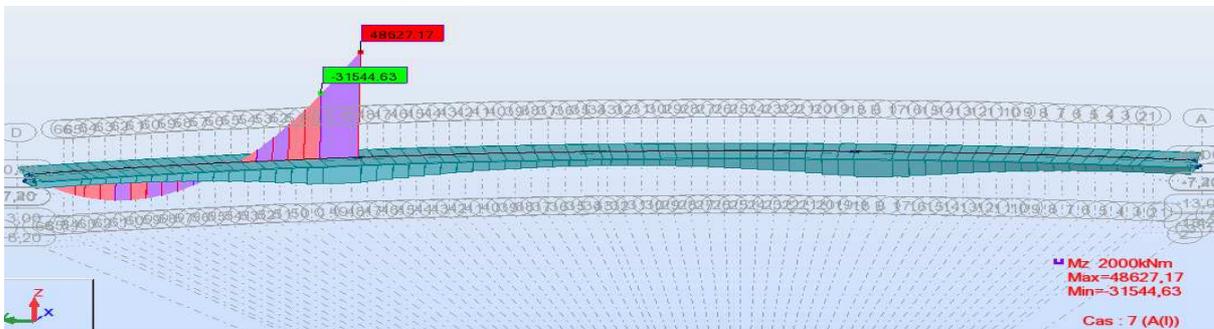
**Fig. VI.38 : Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes**



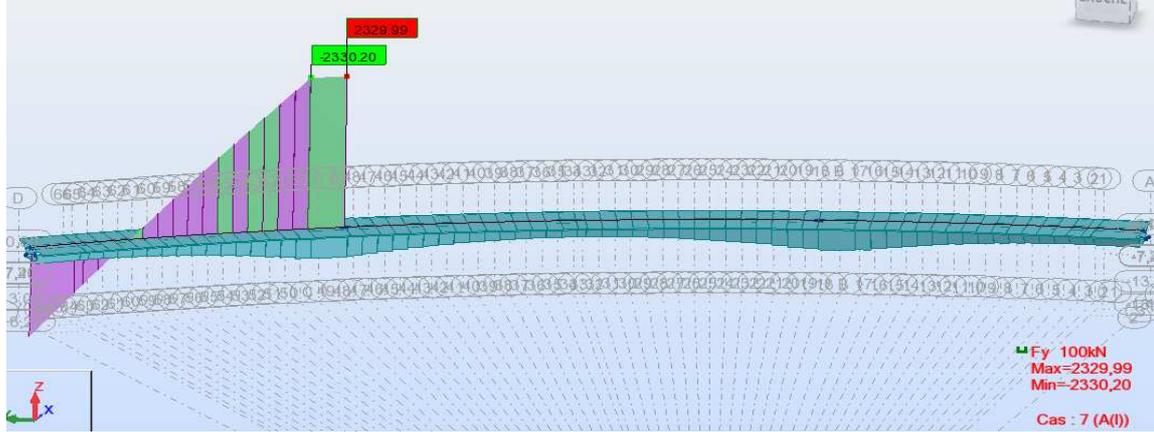
**Fig. VI.39 : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes**

**VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières :**

- Sollicitations dues à la surcharge A(l) :

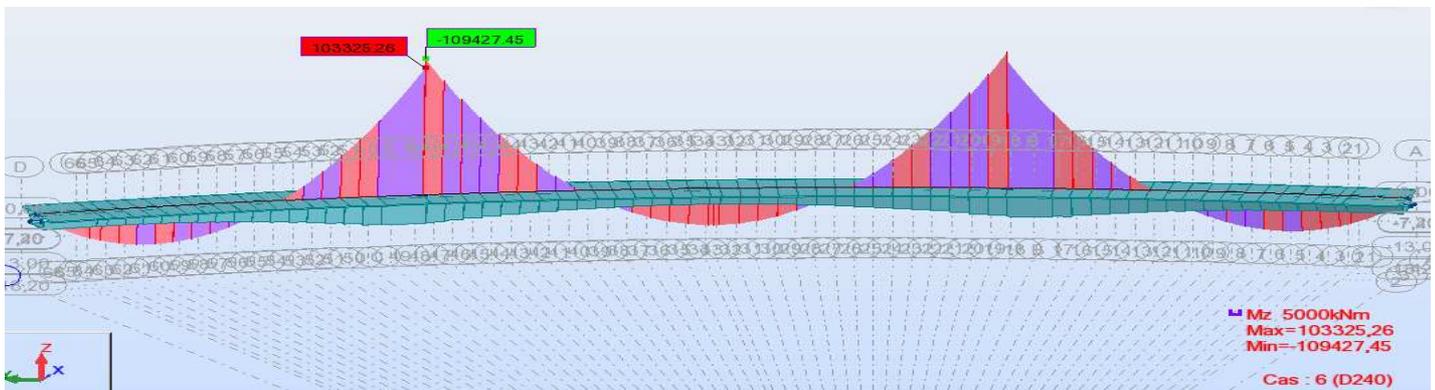


**Fig.VI.40: Diagramme du moment fléchissant sous A (l)**

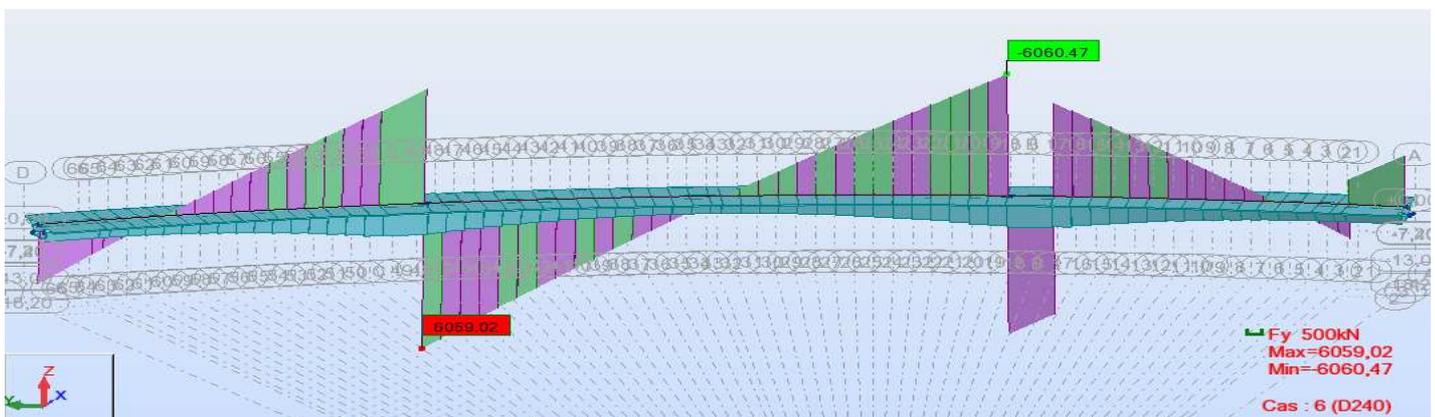


**Fig.VI.41. Diagramme de l'effort tranchant sous A(l)**

Sollicitations dues à la charge exceptionnelle D240 :



**Fig. VI.42: Diagramme enveloppe des moments fléchissant sous D240**



**Fig. VI.43 : Diagramme enveloppe des efforts tranchants sous D240**

**VI.5.4.3.Sollicitations dues au gradient thermique :**

Les sollicitations dues à ce phénomène se traduisent par la déformation de la structure (allongement et raccourcissement du béton). Les valeurs caractéristiques du gradient données par le **fascicule 61 titre II** sont de :

$\Delta T = 6^{\circ}C$  : valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.

$\Delta T = 12^{\circ}C$  : valeur rare réputée incompatible avec les surcharges.

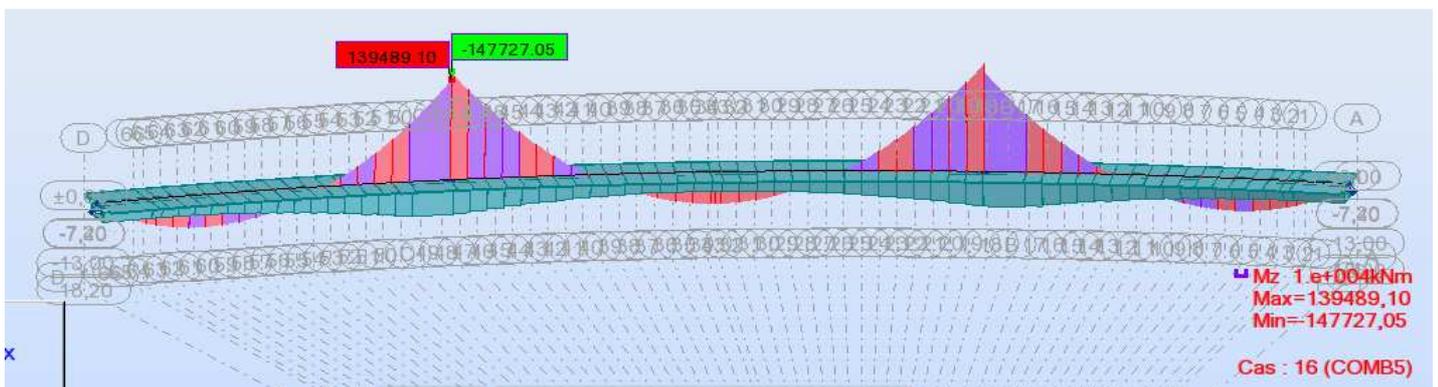
**VI .5.4.4. Les combinaisons d'action :**

L'analyse des résultats obtenus pour les différents cas de chargements considérés donne le chargement **D240** comme étant celui qui développe les efforts les plus défavorables sur l'ensemble de la structure. On prend les deux combinaisons suivantes :

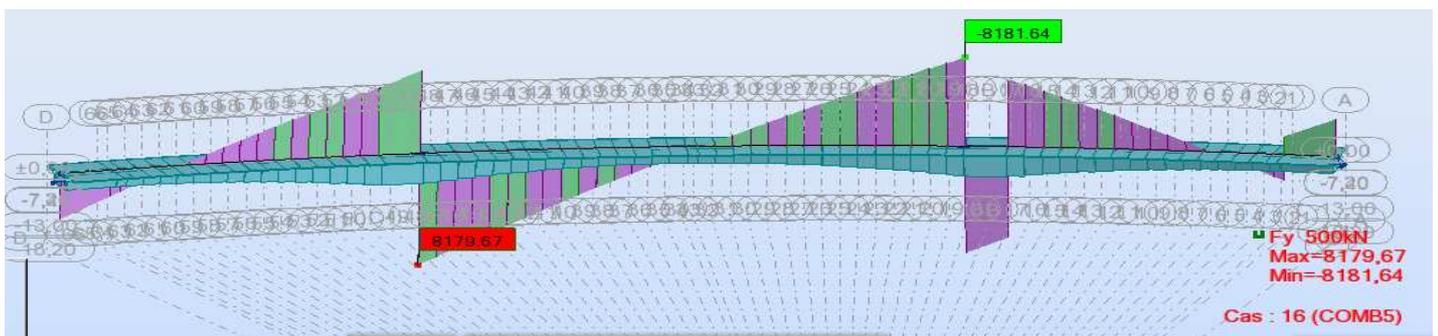
**A l'ELU: 1.35G + 1.35 D240**

**A l'ELS: G + D240 + 0.5ΔT**

*-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELU) : 1.35G + 1.35 D240*

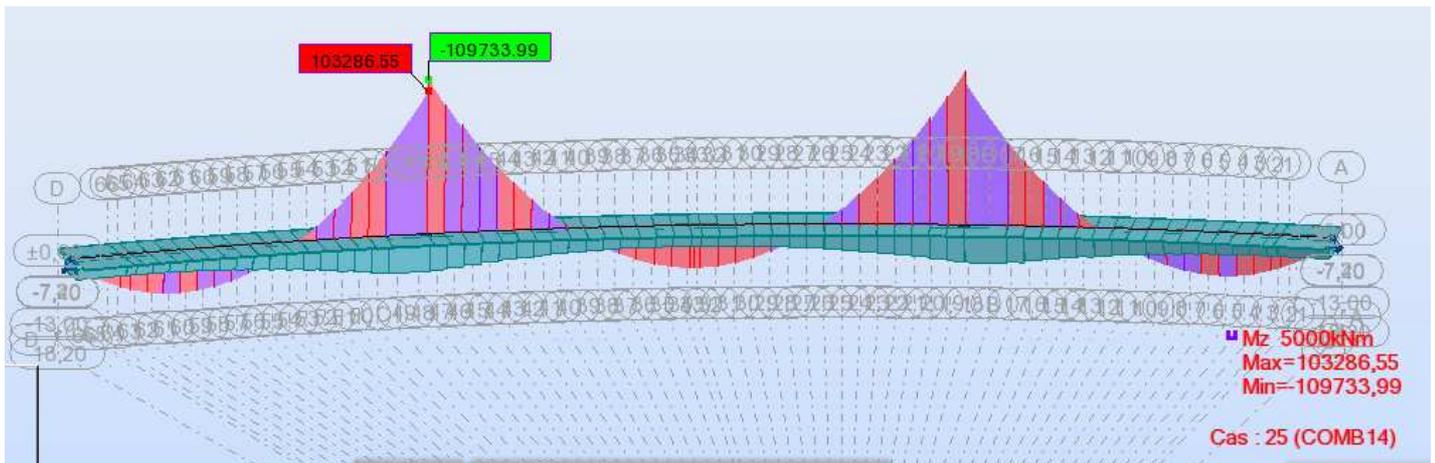


**Fig. VI.44 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)**

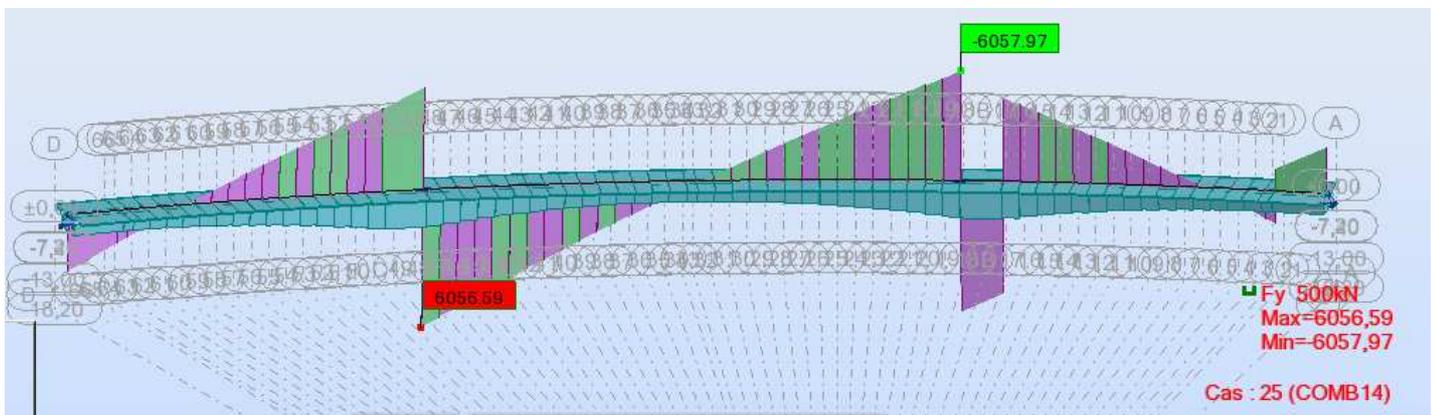


**Fig. VI.45 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (1.35G + 1.35 D240)**

*-Les résultats obtenus sous la combinaison (ELS) : G + D240 + 0.5ΔT*



**Fig. VI.46 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)**



**Fig.VI.47 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0.5ΔT)**

## **VII .Introduction et principe :**

D'après l'inventeur de la précontrainte, **Eugène Freyssinet 1928**, " Pré contraindre une section c'est soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leurs composantes avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération». Cette technique, consiste à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- ❖ **Précontrainte par post-tension.**
- ❖ **Précontrainte par pré-tension.**

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension.

### **a) 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 ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

### **b) Béton :**

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton) pour éviter toute fissurations.

On utilisera donc un ciment **CPJ 450** dosé à **400 Kg/m<sup>3</sup>**, soit une résistance caractéristique moyenne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{f_{c28}} = 35 \text{ MPa} ; \\ \mathbf{f_{t28}} = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

### c) Armatures de précontrainte :

La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type **12T15s Classe 3 TBR**.

- ❖ Nombre de torons par câble : .....**12 torons.**
- ❖ Section utile d'un câble : .....  **$A_p = 1\,800\text{ mm}^2$**
- ❖ Force élastique garanti : .....  **$f_{peg} = 1\,660\text{ MPa}$ .**
- ❖ Force de rupture garantie : .....  **$f_{prg} = 1\,860\text{ MPa}$ .**
- ❖ Le module d'élasticité longitudinale : .....  **$E_p = 190\,000\text{ MPa}$ .**
- ❖ Coefficient de frottement de courbure .....  **$f = 0,2\text{ rad}^{-1}$**
- ❖ Coefficient de perte par frottement linière : .....  **$\varphi = 0,003\text{ m}^{-1}$**
- ❖ Relaxation à 1000 heures : .....  **$\rho_{1000} = 2,5\%$**
- ❖ Glissement à l'ancrage : .....  **$g = 6\text{ mm}$ .**
- ❖ Diamètre extérieur de la gaine : .....  **$\phi_g = 82\text{ mm}$ .**
- ❖ Diamètre intérieur de la gaine : .....  **$\phi_g = 75\text{ mm}$ .**

L'objectif de ce chapitre est de :

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

## VII.1. Mode de calcul :

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

- Câbles de fléau.
- Câbles de continuité.

### VII.1.1. Câble de fléau :

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

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

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

### VII.1.2. Câble de continuité :

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, elles sont :

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

## VII.2. Etude de la précontrainte de fléau :

### VII.2.1. Disposition des câbles :

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

### VII.2.2. Détermination de la précontrainte de fléau :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- ❖ Fibre supérieur :  $\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} x v$
- ❖ Fibre inférieur :  $\sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} x v'$

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 :

- ❖ Fibre supérieur :  $\sigma_{\text{sup}} = -\frac{P}{S} + \frac{P e v}{I}$  (compression)
- ❖ Fibre inférieur :  $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I}$  (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 :

- ❖ Fibre supérieur :  $\frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{|M|}{I} V = 0$
- ❖ Fibre inférieur :  $\frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} + \frac{|M|}{I} V' = 0$

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 :

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

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

### VII.2.3. Détermination du nombre de câbles de fléau :

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

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

La tension à l'origine (**σP<sub>0</sub>**) est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa.}$$

Donc :

La force utile d'un câble **12T15s** estimée à **25%** de perte, **P<sub>0</sub> = σP<sub>0</sub> x S**

**S**: section d'un câble **12T15s**, **S = 0.0018 m<sup>2</sup>**, (**150 x 12 = 0.0018 m<sup>2</sup> = 1800mm<sup>2</sup>**).

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 0,75 \times 10^{-4} = 2.0088 \text{ MN.}$$

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

- **Section: S = 33.65 m<sup>2</sup>.**

- **Inertie: I = 109.452 m<sup>4</sup>.**

- **Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : v = 2.486 m.**

**e = v – d**, on prend l'enrobage **d = 0.2**, ce qui fait :

$$e = 2.486 - 0.2 = 2.286 \text{ m}$$

Grace à la symétrie des deux fléaux; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Le moment à l'encastrement est :  $M = - 326,492 \text{ MN.m} \Rightarrow P = 90.75 \text{ MN}$

On trouve  $N \geq 45.18$

Donc on arrondit à **46 câbles** répartis à raison de **23 câbles par âme**.

**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.2.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir :**

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à 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.

Soit le nombre nécessaire de câbles pour le caisson :

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

X (m)	M (MN.m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	P (MN)	Nombre de câbles	Nombre de câbles <sub>réel</sub>	Câbles arrêtés
½ VSP	-326.49	109.452	33.65	2.486	2.286	90.75	45.18	46	-
V1	-277.36	90.536	23.847	2.456	2.256	72.96	36.32	38	8
V2	-239.872	60.682	13.456	2.383	2.183	58.875	29.31	30	8
V3	-204.476	50.991	12.924	2.191	1.991	54.521	25.84	26	4
V4	-173.232	42.911	12.422	2.013	1.813	49.95	21.87	22	4
V5	-144.884	36.201	11.960	1.850	1.650	45.07	19.64	20	2
V6	-119.384	30.662	11.539	1.700	1.500	40.10	17.73	18	2
V7	-96.231	26.118	11.157	1.565	1.365	36.60	15.82	16	2
V8	-76.725	22.418	10.816	1.445	1.245	32.36	13.53	14	2
V9	-58.968	19.43	10.515	1.338	1.138	25.87	11.88	12	2
V10	-43.558	17.045	10.254	1.245	1.045	20.61	09.16	10	2
V11	-30.596	15.172	10.033	1.167	0.967	16.58	7.25	8	2
V12	-20.581	13.736	9.853	1.103	0.903	12.2	5.84	6	2
V13	-11.715	12.677	9.712	1.053	0.853	7.6	3.78	4	2
V14	-5.695	11.952	9.612	1.017	0.817	3.8	1.9	2	2
V15	-1.724	11.553	9.552	0.996	0.796	1.03	1.512	2	2
Somme									46

Tab.VII.1: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

Voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15
Câbles arrêtés	8	8	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Câbles arrêtés /âme	4	4	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

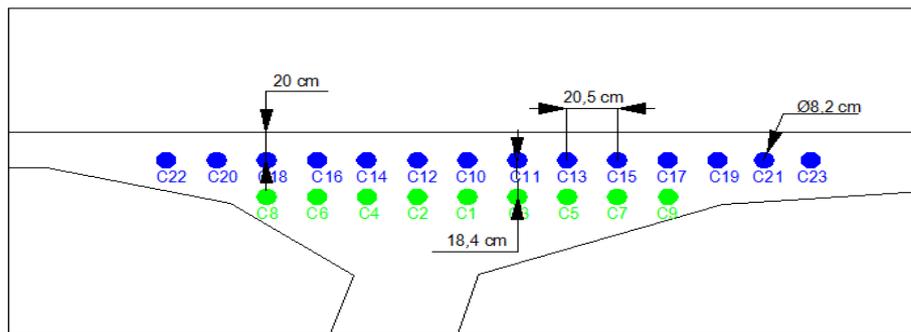
**Tab.VII.2.Description des câbles**

Les câbles de précontrainte de fléau sont logés dans l’hourdis supérieur de voussoirs et sont ramenés au voisinage du gousset supérieur pour les ancrer.

**a) Dispositions constructives :**

- La distance entre axes des câbles est de  $1,5 \phi_{g_{ext}}$ .
- L’enrobage des gaines est  $\geq \phi_{g_{ext}}$ .
- Le diamètre des gaines d’un câble à 12T15s est de 8,2 cm.

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



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

**VII.2.5. Etude du tracé des câbles :**

Les câbles du fléau accrochent tous les voussoirs d’un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l’effort tranchant, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

Il est avantageux d’utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, et ce nombre de câble doit être égal dans chaque âme.

**1) Etude de tracé en élévation :**

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Pour l’ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5 m** entre axe des câbles.

Lorsqu’on arrête un seul câble au niveau de l’âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S’il s’agit d’arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à **0,25m** de part et d’autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d’ancrage).

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu’au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

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

Avec :

**d<sub>1</sub>**: distance du point d'ancrage.

**d<sub>0</sub>** : distance du câble à fibre supérieure.

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

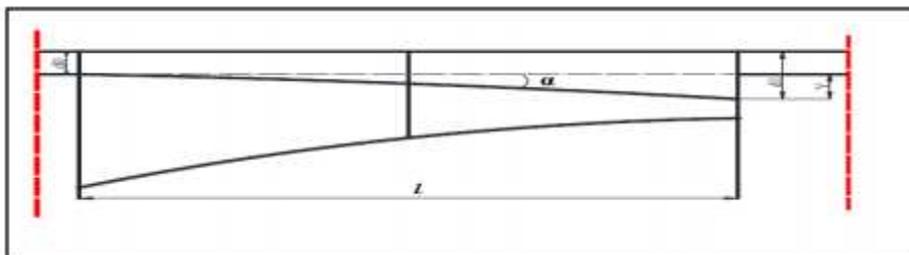
• **L’équation du rayon de courbure à pour expression :**

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

**R<sub>min</sub>**: Rayon minimal pour les câbles 12T15s = 6 m

• **L’inclinaison des câbles par rapport à l’horizontale est donnée par :**

$$Tg\alpha = \frac{dy}{dx} = 2 (d_1 - d_0) \frac{X_0}{l^2} \quad \alpha = \text{Arctg} \left( 2 (d_1 - d_0) \frac{X_0}{l^2} \right)$$



**Fig.VII.2. Câblage en élévation**

• **Tracé du câble N°1 :**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à  $x = 7\text{m}$ ), on arrête **8 câbles** dans cette section, soit **4** par âme.

✓ Le câble n° 1 s'ancrera de **0.25m** au dessus du C.D.G de la section.

$$d_0 = 0.350 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,030 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1.680 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.1,680} = 2.68 \text{ m} < R_{\min} = 6\text{m}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \text{ qui vaut } \frac{x^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \text{ ce qui donne : } Y \leq \frac{x^2}{12}$$

AN :

$$Y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75$$

$$\text{Soit : } y = 0.65 \text{ m} \quad d_1 = y + d_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,65} = 6.92 \text{ m} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.68 - 0.35) \times (1/3)) = 0.4239 \text{ rad}$$

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

$$Y(x) = 0.35 + 0.0722 X^2 \quad [\text{m}]$$

• **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de **0.25m** au-dessous du C.D.G de la section.

$$d_0 = 0.350 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,528 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 2.178 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.2,178} = 2.07 \text{ m} < R_{\min} = 6\text{m}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \text{ qui vaut } \frac{x^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \text{ ce qui donne : } Y \leq \frac{x^2}{12}$$

AN :

$$Y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75$$

$$\text{Soit : } y = \mathbf{0.70 \text{ m}} \quad d_1 = y + d_0 = 1.05 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,70} = 6.43 \text{ m} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (2.178 - 0.35) \times (1/3)) = \mathbf{0.4773 \text{ rad}}$$

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

$$Y(x) = \mathbf{0.35 + 0.0778 X^2 \text{ [m]}}$$

### • Tracé du câble N°3 :

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de **0.75 m** au dessus du c d g de la section.

$$d_0 = \mathbf{0.350 \text{ m}} \quad d_1 = \mathbf{1.53 \text{ m}} \quad l = \mathbf{3 \text{ m}} \quad y = d_1 - d_0 = \mathbf{1.18 \text{ m}}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.1,18} = \mathbf{3.81 \text{ m} < R_{\min} = 6 \text{ m.}}$$

On doit changer la position d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \text{ qui vaut } \frac{X^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \text{ ce qui donne : } Y \leq \frac{X^2}{12}$$

AN :

$$Y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75$$

$$\text{Soit : } y = \mathbf{0.75 \text{ m}} \quad d_1 = y + d_0 = 1.05 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,75} = 6 \text{ m} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1.18 - 0.35) \times (1/3)) = \mathbf{0.4636 \text{ rad.}}$$

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

$$Y(x) = \mathbf{0.35 + 0.0833 x^2 \text{ [m]}}$$

### • Tracé du câble N°4 :

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de **0.75 m** au dessous du c d g de la section.

$$d_0 = \mathbf{0.350 \text{ m}} \quad d_1 = \mathbf{3.028 \text{ m}} \quad l = \mathbf{3 \text{ m}} \quad y = d_1 - d_0 = \mathbf{2.678 \text{ m}}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.2.678} = \mathbf{1.68 \text{ m} < R_{\min} = 6 \text{ m.}}$$

On doit changer la position d'ancrage :

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \text{ qui vaut } \frac{X^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \text{ ce qui donne : } Y \leq \frac{X^2}{12}$$

AN :

$$Y \leq \frac{3^2}{12} = 0.75$$

Soit :  $y = 0.70 \text{ m}$        $d_1 = y + d_0 = 1.05 \text{ m}$

$$R(x) = \frac{3^2}{2.0,70} = 6.43 \text{ m} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (2.678 - 0.35) \times (1/3)) = 1.1108 \text{ rad.}$$

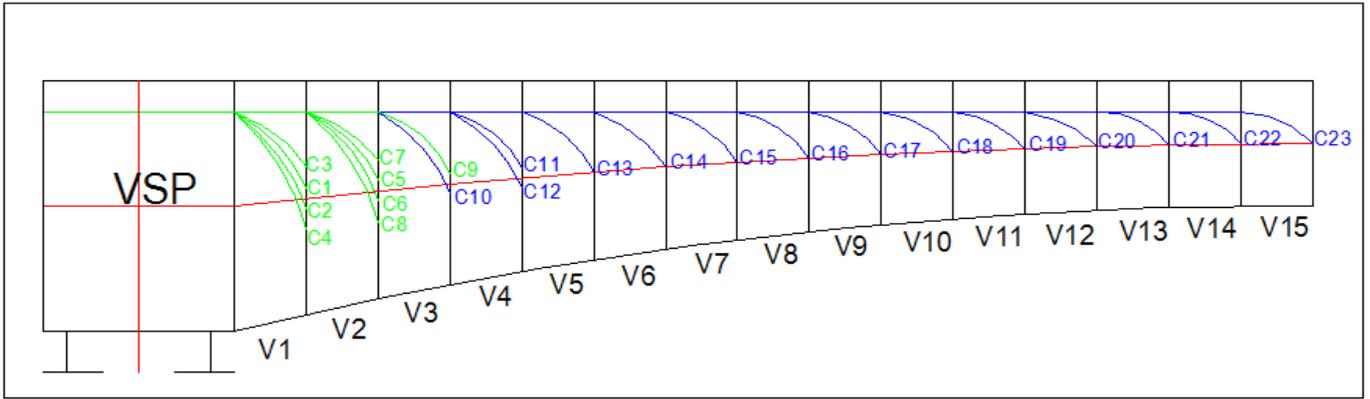
Alors l'allure de la courbe du câble N°3 est de la forme suivante :

$$Y(x) = 0.35 + 0.0778 x^2 \text{ [m]}$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après :

VOUSSOIRS	N° Câbles	L (m)	V (m)	d0 (m)	d1 (m)	Y (m)	R(m)	$\alpha$ (rad)	Equation de la courbe (m)
V1	C1	3	2.456	0.350	2.030	0.65	6.92	0.423	0.35+0.072x <sup>2</sup>
	C2	3	2.456	0.350	2.728	0.70	6.43	0.477	0.35+0.077x <sup>2</sup>
	C3	3	2.456	0.350	1.530	0.75	6	0.463	0.35+0.083x <sup>2</sup>
	C4	3	2.456	0.350	3.028	0.70	6.43	1.11	0.35+0.077x <sup>2</sup>
V2	C5	6	2.383	0.350	2.133	1.783	10.09	0.278	0.35+0.049x <sup>2</sup>
	C6	6	2.383	0.350	2.633	2.283	7.88	1.50	0.35+0.063x <sup>2</sup>
	C7	6	2.383	0.350	1.633	1.283	14.03	0.202	0.35+0.035x <sup>2</sup>
	C8	6	2.383	0.350	3.133	2.783	6.468	0.182	0.35+0.077x <sup>2</sup>
V3	C9	6	2.191	0.350	1.941	1.591	11.31	0.249	0.35+0.044x <sup>2</sup>
	C10	6	2.191	0.350	2.441	2.091	8.60	0.323	0.35+0.058x <sup>2</sup>
V4	C11	6	2.013	0.350	1.763	1.413	12.73	0.220	0.35+0.039x <sup>2</sup>
	C12	6	2.013	0.350	2.263	1.913	9.41	0.300	0.35+0.053x <sup>2</sup>
V5	C13	6	1.850	0.350	1.850	1.5	12	0.235	0.35+0.042x <sup>2</sup>
V6	C14	6	1.700	0.350	1.700	1.35	13.33	0.213	0.35+0.0375x <sup>2</sup>
V7	C15	6	1.565	0.350	1.565	1.215	14.81	0.192	0.35+0.034x <sup>2</sup>
V8	C16	6	1.445	0.350	1.445	1.095	16.44	0.173	0.35+0.030x <sup>2</sup>
V9	C17	6	1.338	0.350	1.338	0.988	18.22	0.157	0.35+0.027x <sup>2</sup>
V10	C18	6	1.245	0.350	1.245	0.895	20.11	0.142	0.35+0.025x <sup>2</sup>
V11	C19	6	1.167	0.350	1.167	0.817	22.03	0.130	0.35+0.023x <sup>2</sup>
V12	C20	6	1.103	0.350	1.103	0.753	23.9	0.120	0.35+0.020x <sup>2</sup>
V13	C21	6	1.053	0.350	1.053	0.703	25.60	0.112	0.35+0.019x <sup>2</sup>
V14	C22	6	1.017	0.350	1.017	0.667	26.98	0.106	0.35+0.018x <sup>2</sup>
V15	C23	6	0.996	0.350	0.996	0.646	27.86	0.103	0.35+0.017x <sup>2</sup>

**Tab. VII.3 : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau**

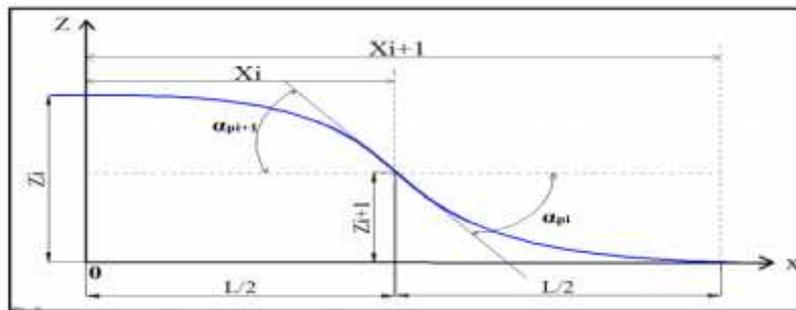


**Fig.VII.3 : Tracé de câbles en élévation**

**2) Etude de tracé des câbles en plan :**

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.



**Fig.VII.4 : Tracé en plan d'un câble du fléau**

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = a x^2 + b x + c$$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Le rayon de courbure:

$$R_i = \frac{(X_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison à l'horizontale :

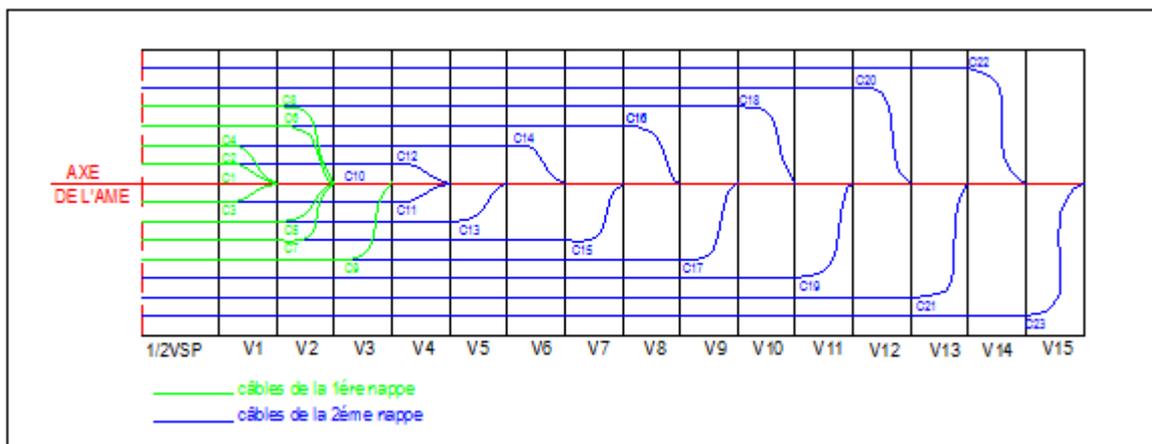
$$\text{Tng}(\alpha_{pi}) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \text{tng}(\alpha_{pi+1}) = \frac{2 Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

**N.B :** Du fait que la position initiale des câbles C1 et C10 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

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

N° vous s	N° câbles	X (m)	X <sub>1</sub> (m)	X <sub>2</sub> (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	R <sub>i+1</sub> (m)	α <sub>ni</sub> (rad)	α <sub>ni+1</sub> (rad)	Eq 1 <sup>er</sup> courbure(m)	Eq 2 <sup>em</sup> courbure(m)
V1	C1	3	1.5	1.5	0	0	-	-	0	0	0	0
	C2	3	1.5	1.5	-0.205	-0.1025	-11.03	-11.03	0,135	0,135	-0.103+0.046x <sup>2</sup>	-0.046(X-1.5) <sup>2</sup>
	C3	3	1.5	1.5	0.205	0.1025	11.03	11.03	0,135	0,135	0.103-0.046x <sup>2</sup>	0.046(X-1.5) <sup>2</sup>
	C4	3	1.5	1.5	-0.410	-0.205	-21.95	-21.95	0,136	0,136	-0.205+0.023x <sup>2</sup>	-0.023(X-1.5) <sup>2</sup>
V2	C5	6	3	3	0.410	0.205	21.95	21.95	0,136	0,136	0.205-0.023x <sup>2</sup>	0.023(X-3) <sup>2</sup>
	C6	6	3	3	-0.615	-0.3075	-14.66	-14.66	0,206	0,206	-0.308+0.034x <sup>2</sup>	-0.034(X-3) <sup>2</sup>
	C7	6	3	3	0.615	0.3075	14.66	14.66	0,206	0,206	0.308-0.034x <sup>2</sup>	0.034(X-3) <sup>2</sup>
	C8	6	3	3	-0.820	-0.410	-10.98	-10.98	0,227	0,227	-0.41+0.046x <sup>2</sup>	-0.046(X-3) <sup>2</sup>
V3	C9	6	3	3	0.820	0.410	10.98	10.98	0,227	0,227	0.41-0.046x <sup>2</sup>	0.046(X-3) <sup>2</sup>
	C10	6	3	3	0	0	-	-	0	0	0	0
V4	C11	6	3	3	0.205	0.1025	44.12	44.12	0,068	0,068	0.103-0.011x <sup>2</sup>	0.011(X-3) <sup>2</sup>
	C12	6	3	3	-0.205	-0.1025	-44.12	-44.12	0,068	0,068	-0.103+0.011x <sup>2</sup>	-0.011(X-3) <sup>2</sup>
V5	C13	6	3	3	0.410	0.205	21.95	21.95	0,136	0,136	0.205-0.023x <sup>2</sup>	0.023(X-3) <sup>2</sup>
V6	C14	6	3	3	-0.410	-0.205	-21.95	-21.95	0,136	0,136	-0.205+0.023	-0.023(X-3) <sup>2</sup>
V7	C15	6	3	3	0.615	0.3075	14.66	14.66	0,206	0,206	0.308-0.034x <sup>2</sup>	0.034(X-3) <sup>2</sup>
V8	C16	6	3	3	-0.615	-0.3075	-14.66	-14.66	0,206	0,206	-0.308+0.034x <sup>2</sup>	-0.034(X-3) <sup>2</sup>
V9	C17	6	3	3	0.820	0.410	10.98	10.98	0,227	0,227	0.410-0.046x <sup>2</sup>	0.046(X-3) <sup>2</sup>
V10	C18	6	3	3	-0.820	-0.410	-10.98	-10.98	0,227	0,227	-0.410+0.046x <sup>2</sup>	-0.046(X-3) <sup>2</sup>
V11	C19	6	3	3	1.025	0.5125	8.79	8.79	0,329	0,329	0.513-0.055x <sup>2</sup>	0.055(X-3) <sup>2</sup>
V12	C20	6	3	3	-1.025	-0.5215	-8.79	-8.79	0,329	0,329	-0.513+0.055x <sup>2</sup>	-0.055(X-3) <sup>2</sup>
V13	C21	6	3	3	1.230	0.615	7.317	7.317	0,389	0,389	0.615-0.068x <sup>2</sup>	0.068(X-3) <sup>2</sup>
V14	C22	6	3	3	-1.230	-0.615	-7.317	-7.317	0,389	0,389	-0.615+0.068x <sup>2</sup>	-0.068(X-3) <sup>2</sup>
V15	C23	6	3	3	1.435	0.7175	6.272	6.272	0,446	0,446	0.717-0.074x <sup>2</sup>	0.074(X-3) <sup>2</sup>

**Tab.VII.4 :** Tableau donnant les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau



**Fig.VII.5 :** Tracé de câbles en plan

### VII.2.6. Pertes de tension dans les câbles :

La contrainte existante dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de l'armature à un instant ( t ) quelconque.

La réduction de l'intensité de la force de précontrainte le long du câble est liée aux plusieurs phénomènes instantanés et différés :

#### VII.2.6.1. Les pertes 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.**

##### 1) Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} [ 1 - ( e^{-(f\alpha + \varphi x)} ) ]$$

Avec :

$\sigma_{p0}$ : Tension à l'origine = **1488MPa**.

**e** : La base des logarithmes népériens.

**f** : Coefficient de frottement de courbure, tel que : **f = 0,2 rad<sup>-1</sup>**.

**$\varphi$**  : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que :  **$\varphi = 0,003m^{-1}$** .

**x** : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

**$\alpha$**  : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x).

Si les déviations  $\alpha_e$  en élévation et  $\alpha_p$  en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\alpha = \alpha_e + \alpha_p$$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

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

Le tableau suivant donne les valeurs de  $f$  et  $\phi$  selon le BPEL :

Cas	Nature des Armatures	F		$\Phi$
		$3m \leq R \leq 6m$	$R \geq 6m$	
Câbles ne traversant pas des joint ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	
Câbles traversant de nombreux joints de reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	0.003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0.2	

Tab.VII.5 : Valeurs de  $f$  et  $\phi$

N° de voussoirs	N° de câble	X (m)	$\alpha$ (rad)	$e^{-(0.2\alpha+0.003X)}$	$\sigma_{p0}(1-e^{-0.2\alpha+0.003X})$ (MPa)	$\sigma_p$ après perte par frottement
V1	C1	7	0,423	0,8997	149,120	1338,87
	C2	7	0,612	0,8664	198,785	1289,21
	C3	7	0,598	0,8688	195,170	1292,82
	C4	7	1,246	0,7632	352,318	1135,68
V2	C5	10	0,414	0,8933	158,725	1329,27
	C6	10	1,706	0,6899	461,419	1026,58
	C7	10	0,408	0,8944	157,129	1330,87
	C8	10	0,409	0,8942	157,396	1330,60
V3	C9	13	0,476	0,8744	186,870	1301,12
	C10	13	0,323	0,9015	146,440	1341,55
V4	C11	16	0,288	0,8997	149,120	1338,87
	C12	16	0,368	0,8855	170,372	1317,62
V5	C13	19	0,371	0,8770	182,960	1305,03
V6	C14	22	0,349	0,8730	188,950	1299,04
V7	C15	25	0,398	0,8567	213,144	1274,85
V8	C16	28	0,379	0,8523	219,756	1268,24
V9	C17	31	0,384	0,8438	232,375	1255,62
V10	C18	34	0,369	0,8387	239,886	1248,11
V11	C19	37	0,459	0,8164	273,135	1214,86
V12	C20	40	0,449	0,8107	281,609	1206,39
V13	C21	43	0,501	0,7951	304,787	1183,21
V14	C22	46	0,495	0,7889	313,980	1174,01
V15	C23	49	0,549	0,7735	336,997	1151,00
$\Sigma \Delta \sigma_f$	-	-	-	-	5270,456	-

Tab. VII. 6 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble

Donc la somme des pertes dues aux frottements est :  $\Sigma \Delta \sigma_f = 5270,456$  MPa.

**VII.2.6.1.2. Pertes de tensions dues au recule des ancrages :**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d’ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Il n’affecte qu’une partie de la longueur du câble comptée à partir de l’ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

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

Avec :

$\lambda$  : longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage.

$\sigma_{p0}$  : contrainte initiale.

$\sigma_{p0}'$  : contrainte après recul d’ancrage.

$\Delta\sigma_0$  : la perte de tension.

$g$  : l’intensité du recul à l’ancrage, tel que :  $g = 0,006 \text{ m}$ .

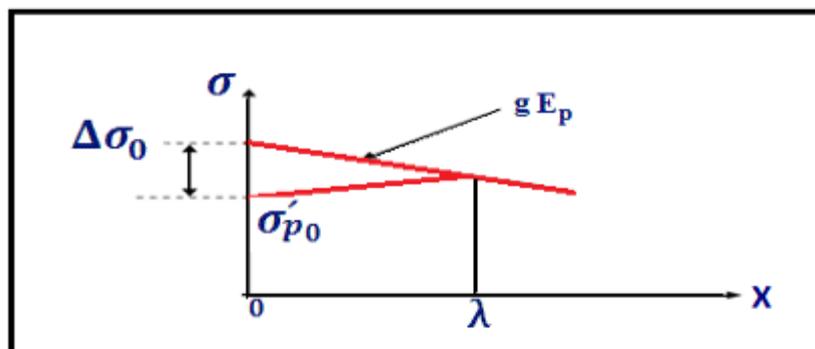
$E_p$  : module d’élasticité des aciers = 190 000 MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité  $g E_p$  représente l’aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l’armature compte tenu des frottements sur la longueur  $\lambda$ , dans la mesure où l’armature de longueur  $l$  est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur  $l$  est  $\alpha$ , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne  $\frac{\alpha f}{l}$  sur la longueur  $\lambda$ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} k}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > x & \rightarrow \text{les pertes existent.} \\ \lambda < x & \rightarrow \text{les pertes nulles.} \end{cases}$$

Tel que :  $k = \frac{a.f}{l} + \varphi$



**Fig. VII. 6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l’armature sous effet de recul à l’ancrage**

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_0 = 2 \lambda k$$

Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant :

N° de voussoirs	N° de câble	X (m)	$\alpha$ (rad)	l (m)	K	$\lambda$ (m)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
V1	C1	7	0,423	7	0,0150	7,1466	0,2144
	C2	7	0,612	7	0,0204	6,1282	0,2500
	C3	7	0,598	7	0,0200	6,1892	0,2475
	C4	7	1,246	7	0,0386	4,4550	0,3439
V2	C5	10	0,414	10	0,0112	8,2706	0,1852
	C6	10	1,706	10	0,0371	4,5442	0,3371
	C7	10	0,408	10	0,0111	8,3078	0,1844
	C8	10	0,409	10	0,0111	8,3078	0,1844
V3	C9	13	0,476	13	0,0103	8,6244	0,1776
	C10	13	0,323	13	0,0079	9,8477	0,1555
V4	C11	16	0,288	16	0,0066	10,7740	0,1422
	C12	16	0,368	16	0,0076	10,0402	0,1526
V5	C13	19	0,371	19	0,0069	10,5372	0,1454
V6	C14	22	0,349	22	0,0061	11,2069	0,1367
V7	C15	25	0,398	25	0,0061	11,2069	0,1367
V8	C16	28	0,379	28	0,0057	11,5934	0,1321
V9	C17	31	0,384	31	0,0054	11,9111	0,1286
V10	C18	34	0,369	34	0,0051	12,2564	0,1250
V11	C19	37	0,459	37	0,0054	11,9111	0,1286
V12	C20	40	0,449	40	0,0052	12,1380	0,1262
V13	C21	43	0,501	43	0,0053	12,0230	0,1274
V14	C22	46	0,495	46	0,0051	12,2564	0,1250
V15	C23	49	0,549	49	0,0052	12,1380	0,1262
$\Sigma\Delta\sigma_f$	-	-	-	-	-		4,0125

**Tab. VII. 7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.**

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à **4,013 MPa**.

### **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 :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{\eta}}$$

Avec :

$E_{ij}$ : Module de YOUNG instantané de béton jour  $j$  ;  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$  à  $j \geq 28$  jours  $\Rightarrow E_{ij} = 35\,981,729 \text{ MPa}$

$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x)$ : Contrainte de compression de béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse ( $x$ ) calculée au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P e^2}{I} - \frac{M e}{I}$$

Avec :

$P$  : Effort de précontrainte après pertes par frottement.

$n$  : Nombre de câbles.

$M$  : Moment fléchissant.

N° de voussoirs	M(MN.m)	I(m <sup>4</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	e <sub>0</sub> (m)	P(MN)	$\sigma_b$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$
1/2vsp	-326,49	109,452	33,65	2,286	90,75	0,2107	0,5563
V1	-277,36	90,536	23,847	2,256	72,96	0,2496	0,6591
V2	-239,872	60,682	13,456	2,183	58,875	0,3696	0,9759
V3	-206,828	50,991	12,924	1,991	54,521	0,4730	1,2489
V4	-176,232	42,911	12,422	1,813	49,95	0,5281	1,3943
V5	-148,084	36,201	11,960	1,650	45,07	0,5542	1,4631
V6	-122,384	30,662	11,539	1,500	40,10	0,5774	1,5243
V7	-99,131	26,118	11,157	1,365	36,60	0,8621	2,2760
V8	-78,325	22,418	10,816	1,245	32,36	0,9683	2,5563
V9	-59,968	19,43	10,515	1,138	25,87	0,7308	1,9294
V10	-44,058	17,045	10,254	1,045	20,61	0,6599	1,7421
V11	-30,596	15,172	10,033	0,967	16,58	0,7243	1,9122
V12	-19,581	13,736	9,853	0,903	12,2	0,6094	1,6089
V13	-11,015	12,677	9,712	0,853	7,6	0,4304	1,1364
V14	-4,895	11,952	9,612	0,817	3,8	0,2182	0,5762
V15	-1,224	11553	9,552	0,796	1,03	0,1077	0,2845
$\sum \Delta\sigma_p$	-	-	-	-	-	-	21,8447

**Tab VII. 8 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble**

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : **21.845 MPa**.

### VII.2.6.2. Les pertes 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 existent en trois sortes :

- **Pertes par retrait du béton.**
- **Pertes par fluage.**
- **Pertes par relaxation des aciers.**

#### 1) Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû 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.

Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :  $\epsilon_r = [ 1 - r(t_0) ]$

Avec :

- $\epsilon_r$ : Retrait final du béton il diffère selon le climat,  $\epsilon_r = 2.10^{-4}$  pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91)

La perte finale de tension par retrait est donc :  $\Delta\sigma_{rt} = E_p [ 1 - r(t_0) ]$

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = E_p \cdot \epsilon_r$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ Mpa}$$

#### 2) Pertes dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression. La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{\Pi} = E_p \sigma_{\Pi} = \frac{E_p}{E_{\eta}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

Avec :

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M \leq 1,5 \sigma_b \\ \frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b \quad \text{or} \quad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

$M$  : Moment en phase réalisation.

$P$  : Force de précontrainte.

$e$  : Excentricité du câble moyen.

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble :

N° de voussoirs	M(MN.m)	I(m <sup>4</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	e <sub>0</sub> (m)	P(MN)	$\sigma_b$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$
1/2vsp	-326,49	109,452	33,65	2,286	90,75	0,2107	2,7815
V1	-277,36	90,536	23,847	2,256	72,96	0,2496	3,2955
V2	-239,872	60,682	13,456	2,183	58,875	0,3696	4,8799
V3	-206,828	50,991	12,924	1,991	54,521	0,4730	6,2449
V4	-176,232	42,911	12,422	1,813	49,95	0,5281	6,9716
V5	-148,084	36,201	11,960	1,650	45,07	0,5542	7,3159
V6	-122,384	30,662	11,539	1,500	40,10	0,5774	7,6218
V7	-99,131	26,118	11,157	1,365	36,60	0,8621	11,3803
V8	-78,325	22,418	10,816	1,245	32,36	0,9683	12,7818
V9	-59,968	19,43	10,515	1,138	25,87	0,7308	9,6474
V10	-44,058	17,045	10,254	1,045	20,61	0,6599	8,7107
V11	-30,596	15,172	10,033	0,967	16,58	0,7243	9,5614
V12	-19,581	13,736	9,853	0,903	12,2	0,6094	8,0446
V13	-11,015	12,677	9,712	0,853	7,6	0,4304	5,6822
V14	-4,895	11,952	9,612	0,817	3,8	0,2182	2,8811
V15	-1,224	11553	9,552	0,796	1,03	0,1077	1,4225
$\sum \Delta\sigma_p$	-	-	-	-	-	-	109,2238

Tab. VII. 9 : Pertes de tension par fluage

Les pertes dues au fluage sont égales à : **109.224 MPa**.

### 3) Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en 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 base 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 % ( $\rho_{1000}$ )

En général :  $\rho_{1000} = 2, 5\%$  pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma_{pi} \times \rho_{1000})$$

$\sigma_{pi}$ : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : =  $\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_0 + \Delta\sigma_p$

$\mu_0$ : Coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.

$\sigma_{p0}$ : Tension à l'origine ;  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa

$\rho_{1000}$ : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Le tableau suivant donne les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble :

N° de voussoirs	X (m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	$\sigma_0$ (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{relx}(x)$ (MPa)
1/2vsp	4	0,56	1488	1487,4437	82,49
V1	7	897,11	1488	590,8919	9,96
V2	10	936,54	1488	551,4551	11,04
V3	13	334,89	1488	1153,1081	32,86
V4	16	321,18	1488	1166,8187	34,54
V5	19	184,57	1488	1303,4315	52,94
V6	22	190,61	1488	1297,389	52,06
V7	25	215,56	1488	1272,4433	48,50
V8	28	222,44	1488	1265,5556	47,54
V9	31	234,43	1488	1253,567	45,87
V10	34	241,75	1488	1246,2469	44,87
V11	37	275,18	1488	1212,8242	40,40
V12	40	283,34	1488	1204,6559	39,33
V13	43	306,05	1488	1181,9492	36,43
V14	46	314,68	1488	1173,3188	35,34
V15	49	337,41	1488	1150,5923	32,55
$\sum\Delta\sigma_{relx}$	/	/	/	/	604,71

Tab. VII. 10 : Pertes dues à la relaxation des aciers

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : 604,71 MPa.

**VII.2.7. Variation des pertes différées dans le temps :**

La perte finale différée est prise égale à :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

N° de voussoirs	X (m)	Fluage (MPa)	Retrait (MPa)	Relaxation (MPa)	Somme
1/2vsp	4	2,7815	38	82,49	109,52
V1	7	3,2955	38	9,96	49,60
V2	10	4,8799	38	11,04	52,08
V3	13	6,2449	38	32,86	71,63
V4	16	6,9716	38	34,54	73,75
V5	19	7,3159	38	52,94	89,43
V6	22	7,6218	38	52,06	89,01
V7	25	11,3803	38	48,50	89,80
V8	28	12,7818	38	47,54	90,40
V9	31	9,6474	38	45,87	85,87
V10	34	8,7107	38	44,87	84,10
V11	37	9,5614	38	40,40	81,23
V12	40	8,0446	38	39,33	78,82
V13	43	5,6822	38	36,43	74,04
V14	46	2,8811	38	35,34	70,33
V15	49	1,4225	38	32,55	66,55
$\sum\Delta\sigma_d$	/	/	/	/	1256,16

**Tab. VII. 11 : Les pertes différées**

La somme des pertes différées :  $\sum\Delta\sigma_d = 1\,256,16$  Mpa

### VII.2.8.Conclusion :

La perte totale due aux pertes instantanées et différées sont données par le tableau ci-dessous :

N° de voussoirs	X (m)	Pertes différées (MPa)	Pertes instantanées(MPa)	Pertes total (MPa)
1/2vsp	4	109,52	0,56	110,08
V1	7	49,60	897,11	946,71
V2	10	52,08	936,54	988,62
V3	13	71,63	334,89	406,52
V4	16	73,75	321,18	394,93
V5	19	89,43	184,57	274
V6	22	89,01	190,61	279,62
V7	25	89,80	215,56	305,36
V8	28	90,40	222,44	312,84
V9	31	85,87	234,43	320,3
V10	34	84,10	241,75	325,85
V11	37	81,23	275,18	356,41
V12	40	78,82	283,34	362,16
V13	43	74,04	306,05	380,09
V14	46	70,33	314,68	385,01
V15	49	66,55	337,41	403,96
$\sum \Delta \sigma$				6552,46

Tab. VII.12 : Les pertes totales instantanées et différées

Donc on a un pourcentage de perte égal a  $100 \times \frac{6552,46}{46 \times 1488} = 19.15 \%$

$19.15 \% < 25 \% \Rightarrow$  L'estimation des pertes est vérifiée

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **46 câbles (12T15s)**.

### VII.3.Vérification des contraintes en phase de construction :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propres et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M}{I} \times v \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M}{I} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$\sigma_{\text{Sup}}$ : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{\text{Inf}}$ : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

$P$  : Effort de précontrainte.

$S$  : 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 de gravité à la fibre inférieure.

$\sigma_{\text{bt}}$ : Contrainte admissible de traction.

$\sigma_{\text{bc}}$ : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{\text{C28}} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$  ; ( $\sigma_{\text{bt}} = 0$ , Car on est en classe I)

Donc on doit vérifier que :  $\sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{\text{Sup}} \geq 0 \text{ MPa}$

Ce tableau résulte les contraintes dans le demi-fléau :

N° de voussoirs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P(MN)	M (MN.m)	V' (m)	V (m)	$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	Obs
1/2vsp	0	109,452	33,65	2,286	90,75	-326,49	3,514	2.486	14,824	6,5185	Ok
V1	7	90,536	23,847	2,256	72,96	-277,36	3,543	2.456	15,048	7,4722	Ok
V2	10	60,682	13,456	2,183	58,87	-239,872	3,228	2.383	18,841	10,298	Ok
V3	13	50,991	12,924	1,991	54,50	-206,828	3,06	2.191	17,766	10,117	Ok
V4	16	42,911	12,422	1,813	49,95	-176,232	2,905	2.013	16,536	9,8209	Ok
V5	19	36,201	11,960	1,650	45,07	-148,084	2,762	1.850	15,136	9,3928	Ok
V6	22	30,662	11,539	1,500	40,10	-122,384	2,632	1.700	13,595	8,8172	Ok
V7	25	26,118	11,157	1,365	36,60	-99,131	2,514	1.565	12,213	8,0135	Ok
V8	28	22,418	10,816	1,245	32,36	-78,325	2,408	1.445	10,637	7,0775	Ok
V9	31	19,43	10,515	1,138	25,87	-59,968	2,315	1.338	8,6171	6,0975	Ok
V10	34	17,045	10,254	1,045	20,61	-44,058	2,235	1.245	6,8011	4,9629	Ok
V11	37	15,172	10,033	0,967	16,58	-30,596	2,166	1.167	5,2391	3,7316	Ok
V12	40	13,736	9,853	0,903	12,20	-19,581	2,11	1.103	3,6951	2,5537	Ok
V13	43	12,677	9,712	0,853	7,60	-11,015	2,067	1.053	2,2359	1,5215	Ok
V14	46	11,952	9,612	0,817	3,80	-4,895	2,036	1.017	1,0760	0,7003	Ok
V15	49	11553	9,552	0,796	1,03	-1,224	2,017	0.996	0,1080	0,1079	Ok

Tab. VII. 13 : Vérification des contraintes en construction

## VII.4. Etude de la précontrainte de continuité :

### VII.4.1. Les câbles de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets et hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

### VII.4.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison :

$$1,35 G + 1,35 D_{240} + F_{flu}$$

Avec :

**G** : Poids propres du tablier.

**D<sub>240</sub>** : Charge exploitation roulantes.

**F<sub>flu</sub>** : Effet du fluage.

#### ➤ Effet du fluage :

Les moments dus au fluage du béton sont ajoutés aux moments positifs, et sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

Avec :

**I<sub>0</sub>** : inertie du voussoir de clavage.

**V<sub>i</sub>** : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

**σ\*** : a une valeur de **1MPa** pour les voussoirs préfabriqués et **1.5MPa** pour les voussoirs coulés en place.

Notre ouvrage est en voussoirs coulés sur place

Alors : **σ\* = 1,5 MPa.**

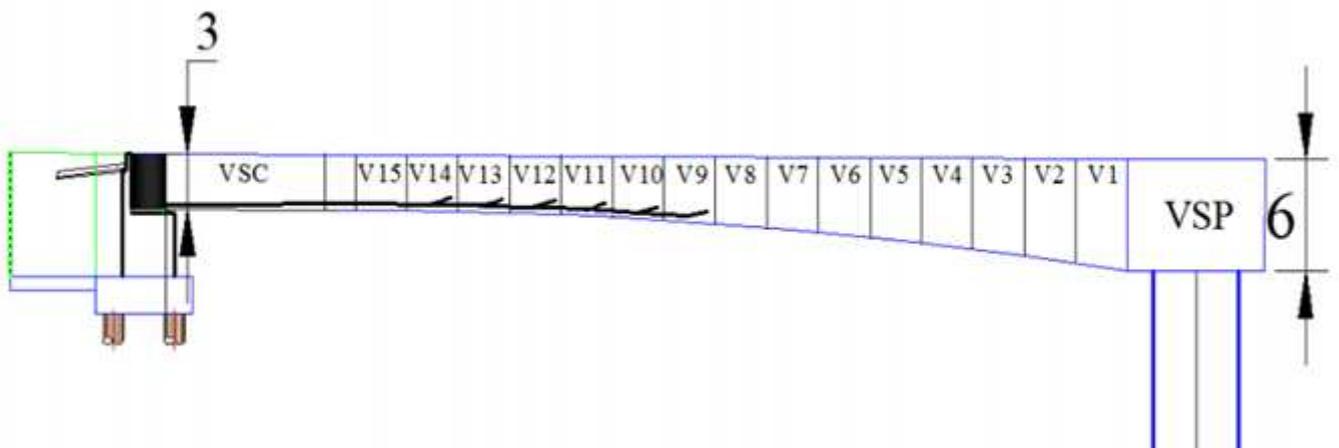
$$M_{FL} = \frac{10,261}{0,990} \times 1,5 = 15,547 \text{ t.m}$$

**VII.4.2.1. Câblage de la travée de rive :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

N° de voussoirs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P(MN )	M (MN.m)	V' (m)	V (m)	Nbre de câbles	Nbr/ câbles
1/2vsp	0	109,452	33,65	3,419	-50,77	-220,59	3,514	2.486	0	0
V1	7	90,536	23,847	3,419	-29,33	-131,74	3,543	2.456	0	0
V2	10	60,682	13,456	3,209	-21,91	-100,95	3,228	2.383	0	0
V3	13	50,991	12,924	3,005	-17,11	-73,50	3,06	2.191	0	0
V4	16	42,911	12,422	2,816	-12,25	-49,102	2,905	2.013	0	0
V5	19	36,201	11,960	2,642	-7,418	-27,73	2,762	1.850	0	0
V6	22	30,662	11,539	2,483	-2,654	-9,27	2,632	1.700	0	0
V7	25	26,118	11,157	2,339	1,935	6,33	2,514	1.565	0,96	1
V8	28	22,418	10,816	2,211	6,292	19,33	2,408	1.445	3,13	5
V9	31	19,43	10,515	2,097	10,30	29,83	2,315	1.338	5,12	7
V10	34	17,045	10,254	1,999	13,79	37,83	2,235	1.245	6,86	7
V11	37	15,172	10,033	1,916	16,62	43,47	2,166	1.167	8,27	9
V12	40	13,736	9,853	1,848	18,64	46,78	2,11	1.103	9,27	11
V13	43	12,677	9,712	1,795	19,74	47,9	2,067	1.053	9,82	11
V14	46	11,952	9,612	1,757	19,72	46,7	2,036	1.017	9,81	11
V15	49	11,553	9,552	1,735	18,54	43,3	2,017	0.996	9,22	11
V clav	51	10,261	9,532	1,727	16,66	37,7	2,010	0.990	8,29	11
V cintre	60	10,261	9,532	1,727	14,76	33,4	2,010	0,990	7,34	11

**Tab. VII.14 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive)**



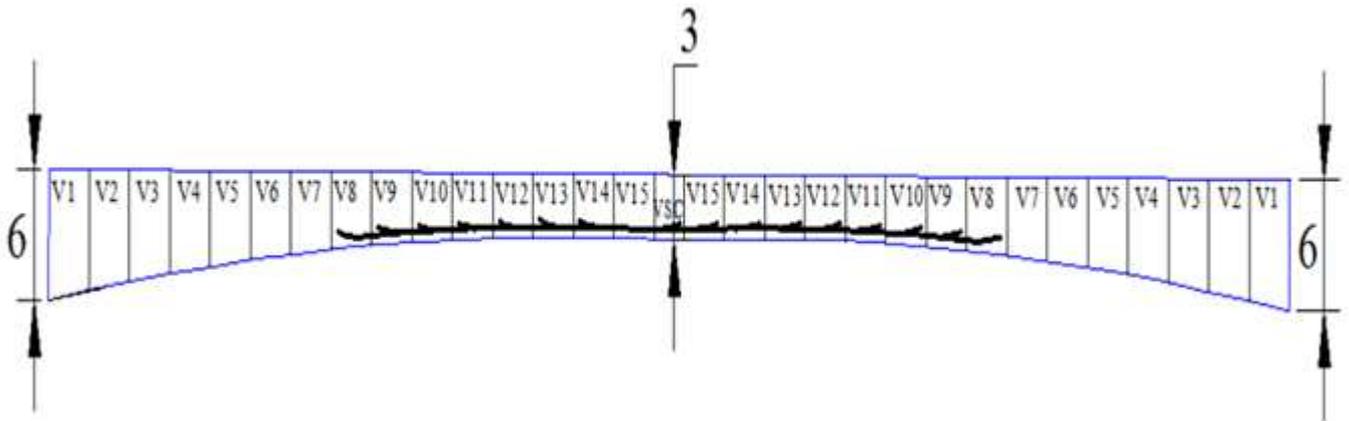
**Fig.VII.7 : tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)**

**VII.4.2.2. Câblage de la travée intermédiaire :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

N° de voussoirs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P(MN)	M (MN.m)	V' (m)	V (m)	Nbre de câbles	Nbr/ câbles
1/2vsp	0	109,452	33,65	3,419	0	-220,59	3,514	2.486	0	0
V1	7	90,536	23,847	3,419	0	-182,36	3,543	2.456	0	0
V2	10	60,682	13,456	3,209	0	-148,88	3,228	2.383	0	0
V3	13	50,991	12,924	3,005	0	-120,30	3,06	2.191	0	0
V4	16	42,911	12,422	2,816	0	-92,46	2,905	2.013	0	0
V5	19	36,201	11,960	2,642	0	-68,53	2,762	1.850	0	0
V6	22	30,662	11,539	2,483	0	-46,50	2,632	1.700	0	0
V7	25	26,118	11,157	2,339	0	-27,10	2,514	1.565	0	0
V8	28	22,418	10,816	2,211	0	-10,19	2,408	1.445	0	0
V9	31	19,43	10,515	2,097	0	-4,37	2,315	1.338	0	0
V10	34	17,045	10,254	1,999	5,94	16,28	2,235	1.245	2,95	3
V11	37	15,172	10,033	1,916	10,20	26,66	2,166	1.167	5,08	6
V12	40	13,736	9,853	1,848	13,81	34,65	2,11	1.103	6,88	7
V13	43	12,677	9,712	1,795	16,87	40,94	2,067	1.053	8,40	9
V14	46	11,952	9,612	1,757	18,75	44,39	2,036	1.017	9,33	10
V15	49	11,553	9,552	1,735	19,75	46,12	2,017	0.996	9,83	10
V clav	51	10,261	9,532	1,727	20,48	46,34	2,010	0.990	10,20	11
V15	54	11,553	9,552	1,735	19,75	46,12	2,017	0.996	9,83	10
V14	57	11,952	9,612	1,757	18,75	44,39	2,036	1.017	9,33	10
V13	60	12,677	9,712	1,795	16,87	40,94	2,067	1.053	8,40	9
V12	63	13,736	9,853	1,848	13,81	34,65	2,11	1.103	6,88	7
V11	66	15,172	10,033	1,916	10,20	26,66	2,166	1.167	5,08	6
V10	69	17,045	10,254	1,999	5,94	16,28	2,235	1.245	2,95	3
V9	72	19,43	10,515	2,097	0	-4,37	2,315	1.338	0	0
V8	75	22,418	10,816	2,211	0	-10,19	2,408	1.445	0	0
V7	78	26,118	11,157	2,339	0	-27,10	2,514	1.565	0	0
V6	81	30,662	11,539	2,483	0	-46,50	2,632	1.700	0	0
V5	84	36,201	11,960	2,642	0	-68,53	2,762	1.850	0	0
V4	87	42,911	12,422	2,816	0	-92,46	2,905	2.013	0	0
V3	90	50,991	12,924	3,005	0	-120,30	3,06	2.191	0	0
V2	93	60,682	13,456	3,209	0	-148,88	3,228	2.383	0	0
V1	96	90,536	23,847	3,419	0	-182,36	3,543	2.456	0	0
VSP	100	109,452	33,65	3,419	0	-220,59	3,514	2.486	0	0

**Tab.VII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire)**



**Fig.VII.8 : tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)**

### **VII.4.3.Les pertes de précontrainte :**

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

#### **a) Travée de rive :**

Voussoirs	X (m)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes différées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V7	25	565,642	46,284	611,926
V8	28	573,814	47,468	621,282
V9	31	605,459	48,746	654,205
V10	34	647,284	48,976	696,26
V11	37	686,190	57,103	743,293
V12	40	714,404	59,148	773,552
Σ	/	/	/	3790,52

**Tab. VII.16 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive**

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à :  $100 \times \frac{3790,52}{11 \times 1488} = 23.15\%$

**23,15 % < 25 %**, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé.

**b) Travée intermédiaire :**

N° Voussoirs	Perte différées (MPa)	Pertes instantanées (MPa)	Pertes totales (MPa)
V10	44,48	500,71	545,19
V11	45,37	650,45	695,82
V12	52,26	664,46	716,72
V13	64,85	546,14	610,99
V14	93,84	496,03	589,87
V15	114,65	201,56	316,21
V clavage	110,94	2,64	113,58
V15	114,65	201,56	316,21
V14	93,84	496,03	589,87
V13	64,85	546,14	610,99
V12	52,26	664,46	716,72
V11	45,37	650,45	695,82
V10	44,48	500,71	545,19
Σ	/	/	7063,18

**Tab. VII.17 : Les pertes de précontrainte dans la travée d'intermédiaire**

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à :  $100 \times \frac{7063,18}{22 \times 1488} = 21,58 \%$

**21,58 % < 25 %**, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé.

**VII.4.4.Vérification des contraintes en phase de service :**

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glisser de sécurité...etc.), c'est-a-dire la vérification à vide.
- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

**VII.4.4.1.A vide (sous Mmin) :**

Fibres supérieure :  $\sigma_{Sup} = \frac{P}{S} + \frac{P e_0 V}{I} + \frac{Mmin}{I} V \geq \bar{\sigma}_{bt}$

Fibres inférieure :  $\sigma_{Inf} = \frac{P}{S} - \frac{P e_0 V'}{I} - \frac{Mmin}{I} V' \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**VII.4.4.2.En charge (sous Mmax) :**

Fibres supérieure :  $\sigma_{Sup} = \frac{P}{S} + \frac{P e_0 V}{I} + \frac{Mmax}{I} V \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Fibres inférieure :  $\sigma_{Inf} = \frac{P}{S} - \frac{P e_0 V'}{I} - \frac{Mmax}{I} V' \geq \bar{\sigma}_{bt}$

On désigne par :

**Pf** : la valeur de la précontrainte de construction (fléau),

**Pc** : la valeur de la précontrainte de continuité

**e**: son excentricité, comptée positivement vers le haut,

**v et v'** : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue,

**I** : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,

**M max** : moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.

**M min** : moment engendré par les charges permanentes

$\sigma_{sup}$  : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

$\sigma_{inf}$ : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

$\sigma_{bt}$  : Contrainte admissible de traction.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$  et ( $\sigma_{bt} = 0$ , Car on est en classe I)

$\bar{\sigma}_{bc} \leq 21 \text{ MPa.}$

Donc on doit vérifier que :

$\bar{\sigma}_{bt} \geq 0 \text{ MPa.}$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Vrs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	V' (m)	V (m)	M <sub>max</sub> (MN.m)	M <sub>min</sub> (MN.m)	A vide		En charge		Obs
										$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	
1/2vsp	0	109,452	33,65	2,286	0	3,514	2.48	-373,23	-219,24	0	0	0	0	Ok
V1	7	90,536	23,847	2,256	0	3,543	2.45	-229,31	-131,73	0	0	0	0	Ok
V2	10	60,682	13,456	2,183	0	3,228	2.38	-177,34	-100,85	0	0	0	0	Ok
V3	13	50,991	12,924	1,991	0	3,06	2.19	-130,58	-73,32	0	0	0	0	Ok
V4	16	42,911	12,422	1,813	0	2,905	2.01	-88,62	-49,08	0	0	0	0	Ok
V5	19	36,201	11,960	1,650	0	2,762	1.85	-52,49	-27,72	0	0	0	0	Ok
V6	22	30,662	11,539	1,500	0	2,632	1.70	-40,08	-9,28	0	0	0	0	Ok
V7	25	26,118	11,157	1,365	0	2,514	1.56	-37,60	-6,35	0	0	0	0	Ok
V8	28	22,418	10,816	1,245	0	2,408	1.44	-30,95	-5,33	0	0	0	0	Ok
V9	31	19,43	10,515	1,138	0	2,315	1.33	-12,96	-3,80	0	0	0	0	Ok
V10	34	17,045	10,254	1,045	27,52	2,235	1.24	65,64	15,80	4,73	1,26	9,55	7,52	Ok
V11	37	15,172	10,033	0,967	33,72	2,166	1.17	76,19	24,48	4,78	2,86	11,75	9,58	Ok
V12	40	13,736	9,853	0,903	38,03	2,11	1.10	82,53	30,82	4,59	4,28	13,22	11,26	Ok
V13	43	12,677	9,712	0,853	40,53	2,067	1.05	84,96	35,90	4,29	5,58	14,07	12,39	Ok
V14	46	11,952	9,612	0,817	40,64	2,036	1.01	83,23	42,70	4,27	7,14	14,07	12,75	Ok
V15	49	11,553	9,552	0,796	38,41	2,017	0.99	77,49	43,34	3,89	7,53	13,28	12,21	Ok
V clav	51	11,553	9,552	0,796	33,56	2,017	0.99	67,71	37,74	3,41	6,55	11,60	10,67	Ok
V cint	60	11,553	9,552	0,796	27,52	2,017	0.99	60	0,1	0,19	0,02	9,55	7,52	Ok

**Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min et Mmax**

Vrs	X (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN )	V' (m)	V (m)	M <sub>max</sub> (MN. m)	M <sub>min</sub> (MN.m)	A vide		En charge		Ob s
										σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	
1/2vsp	0	109,452	33,65	2,286	90,75	3,514	2,48	-373,21	-220,59	0	0	0	0	Ok
V1	7	90,536	23,847	3,419	0	3,543	2,456	-275,69	-182,36	0	0	0	0	Ok
V2	10	60,682	13,456	3,209	0	3,228	2,383	-225,86	-148,88	0	0	0	0	Ok
V3	13	50,991	12,924	3,005	0	3,06	2,191	-183,30	-120,30	0	0	0	0	Ok
V4	16	42,911	12,422	2,816	0	2,905	2,013	-141,46	-92,46	0	0	0	0	Ok
V5	19	36,201	11,960	2,642	0	2,762	1,850	-105,3	-68,53	0	0	0	0	Ok
V6	22	30,662	11,539	2,483	0	2,632	1,700	-71,84	-46,50	0	0	0	0	Ok
V7	25	26,118	11,157	2,339	0	2,514	1,565	-42,22	-27,10	0	0	0	0	Ok
V8	28	22,418	10,816	2,211	0	2,408	1,445	-16,30	-10,19	0	0	0	0	Ok
V9	31	19,43	10,515	2,097	0	2,315	1,338	-6,12	-4,37	0	0	0	0	Ok
V10	34	17,045	10,254	1,999	5,94	2,235	1,245	24,53	16,28	2,64	1,16	3,24	2,24	Ok
V11	37	15,172	10,033	1,916	10,20	2,166	1,167	40,62	26,66	4,57	2,03	5,64	4,03	Ok
V12	40	13,736	9,853	1,848	13,81	2,11	1,103	53,02	34,65	6,23	2,80	7,71	5,63	Ok
V13	43	12,677	9,712	1,795	16,87	2,067	1,053	62,79	40,94	7,65	3,47	9,47	7,04	Ok
V14	46	11,952	9,612	1,757	18,75	2,036	1,017	68,14	44,39	8,53	3,90	10,55	7,95	Ok
V15	49	11,553	9,552	1,735	19,75	2,017	0,996	70,84	46,12	9,00	4,14	11,13	8,45	Ok
V clav	51	10,261	9,532	1,727	20,48	2,010	0,990	71,17	46,34	10,03	4,30	12,43	9,16	Ok
V15	54	11,553	9,552	1,735	19,75	2,017	0,996	70,84	46,12	9,00	4,14	11,13	8,45	Ok
V14	57	11,952	9,612	1,757	18,75	2,036	1,017	68,14	44,39	8,53	3,90	10,55	7,95	Ok
V13	60	12,677	9,712	1,795	16,87	2,067	1,053	62,79	40,94	7,65	3,47	9,47	7,04	Ok
V12	63	13,736	9,853	1,848	13,81	2,11	1,103	53,02	34,65	6,23	2,80	7,71	5,63	Ok
V11	66	15,172	10,033	1,916	10,20	2,166	1,167	40,62	26,66	4,57	2,03	5,64	4,03	Ok
V10	69	17,045	10,254	1,999	5,94	2,235	1,245	24,53	16,28	2,64	1,16	3,24	2,24	Ok
V9	72	19,43	10,515	2,097	0	2,315	1,338	-6,12	-4,37	0	0	0	0	Ok
V8	75	22,418	10,816	2,211	0	2,408	1,445	-16,30	-10,19	0	0	0	0	Ok
V7	78	26,118	11,157	2,339	0	2,514	1,565	-42,22	-27,10	0	0	0	0	Ok
V6	81	30,662	11,539	2,483	0	2,632	1,700	-71,93	-46,50	0	0	0	0	Ok
V5	84	36,201	11,960	2,642	0	2,762	1,850	-105,3	-68,53	0	0	0	0	Ok
V4	87	42,911	12,422	2,816	0	2,905	2,013	-141,46	-92,46	0	0	0	0	Ok
V3	90	50,991	12,924	3,005	0	3,06	2,191	-183,32	-120,30	0	0	0	0	Ok
V2	93	60,682	13,456	3,209	0	3,228	2,383	-225,96	-148,88	0	0	0	0	Ok
V1	96	90,536	23,847	3,419	0	3,543	2,456	-275,69	-182,36	0	0	0	0	Ok
VSP	100	109,452	33,65	3,419	0	3,514	2,486	-73,23	-220,59	0	0	0	0	Ok

Tab. VII. 19 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous Mmin

et Mmax

## VIII. Introduction :

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

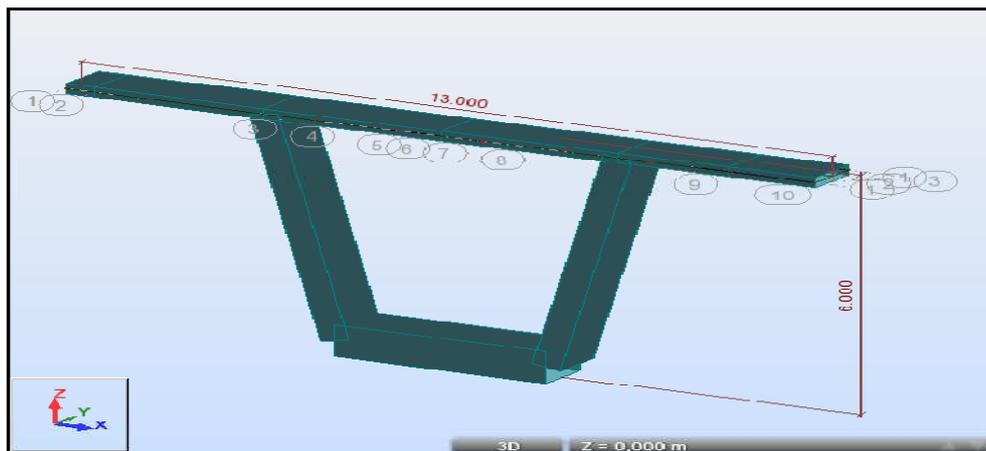
Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

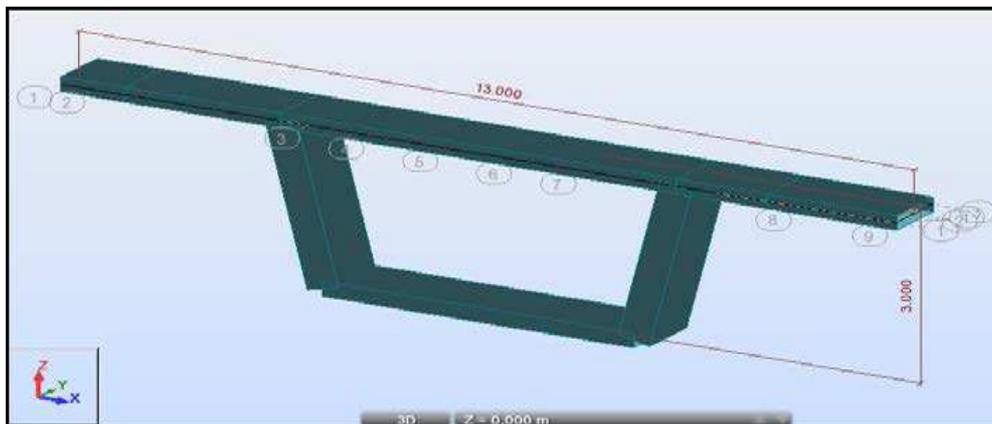
### VIII.1.Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simple à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à **1 m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie



**Fig. VIII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural**



**Fig. VIII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural**

## VIII.2. Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « Fascicule N°61 Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

### 1) Charges permanentes :

1.1. Poids propre (Pp) : il est pris automatiquement par le logiciel.

1.2. Revêtement et chape : constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec les densités suivantes : **20 KN/m<sup>3</sup>, 22 KN/m<sup>3</sup>**

On a la largeur roulable **L<sub>r</sub> = 1 m**

$$P_{rev} = (0.01 \times 1 \times 2) + (0.07 \times 1 \times 2.2) = \mathbf{0.174 \text{ t/ml}}$$

### 1.3. Poids propre des trottoirs et corniche :

$$P_{trot} = 2.5 \times (0.2385 + 0.4945) = \mathbf{1.833 \text{ t/ml}}$$

$$2.5 \times 0.2385 \times 1 = \mathbf{0.596 \text{ t/ml}} \text{ (trottoir de gauche)}$$

$$2.5 \times 0.4945 \times 1 = \mathbf{1,236 \text{ t/ml}} \text{ (trottoir de droite)}$$

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

Donc : **P<sub>gc</sub>=0.1 t**.

1.5. Glissières de sécurité de pont : les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : **P<sub>gl</sub> = 0,06 t**.

### 2) Surcharges d'exploitation :

#### 2.1. Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes : A(1), Bc, Bt, Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à **10 m**.

#### a) Système de charge A :

$$A(1) = 0.23 + \frac{36}{L+12} = \mathbf{1.86 \text{ t/m}^2}$$

#### b) Système de charge Bc :

Les surcharges **Bc** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique **δ = 1,46**.

Charge ponctuelle de **6 x 1.46 = 8.76 t**

#### c) Système de charge Bt :

Les surcharges **Bt** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique **δ = 1,47**

Charge ponctuelle de **8 x 1.47 = 11.76 t**

**d) Charges militaires Mc120 :**

Elle est représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de **1 m** de large distant de **2,3m**, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1,05$  et vaut **9.46 t/m**

**e) Charges sur trottoirs (St) :**

En flexion locale elle est prise égale à **0.45 t/m<sup>2</sup>**(fascicule 61 titre II)  
 Donc : **St = 0.45 x 1m = 0.45 t/ml** sur le trottoir de droite.

**VIII.3. Les combinaisons d’actions :**

Les combinaisons de charges à adopter pour l’étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaison 1	<b>1.35 G + 1.6A(I) + 1.6 St</b>	<b>G + 1,2 A(I) + 1,2 St</b>
Combinaison 2	<b>1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St</b>	<b>G + 1,2 Bc + 1,2 St</b>
Combinaison 3	<b>1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St</b>	<b>G + 1,2 Bt + 1,2 St</b>
Combinaison 4	<b>1.35 G + 1.6 Mc120</b>	<b>G + 1,2 Mc120</b>
Combinaison 5	/	<b>G + 1,2 Bt + 1.2 St + 0,5 T</b>
Combinaison 6	/	<b>G + 1.2 Bc + 1.2 St + 0,5 T</b>

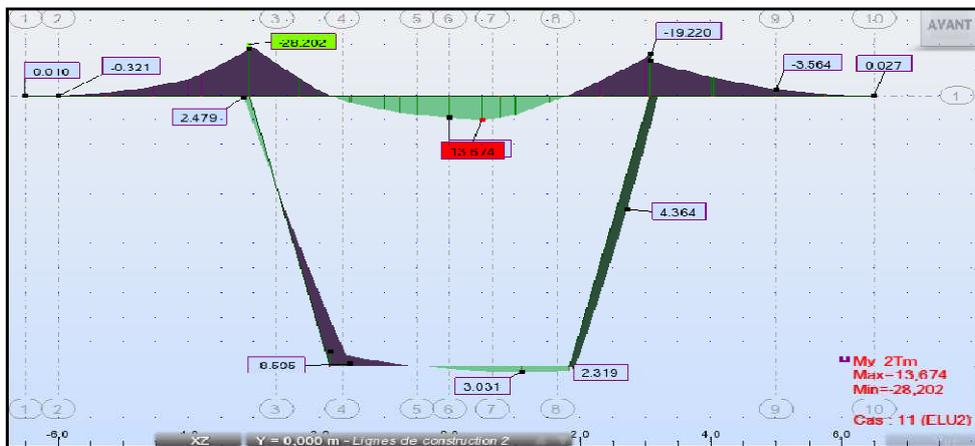
**Tab. VIII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61**

**G** : Charges permanentes

**A(I)** : Système de charge A définies dans le fascicule **61 titre II**

**Bc, Bt.** : 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.**



**Fig. VIII.3. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)**



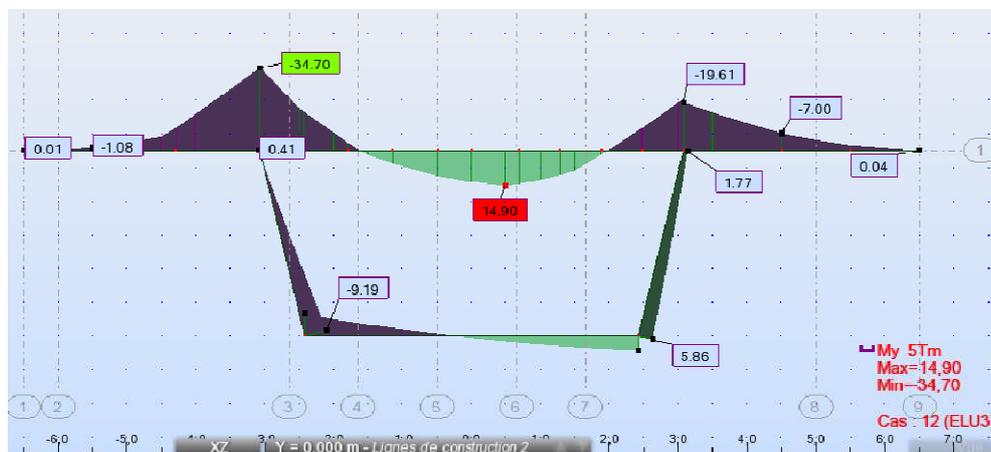
**Fig. VIII.4. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 2 (ELU)**



**Fig. VIII.5. Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU)**

• **Section prêt de la culée :**

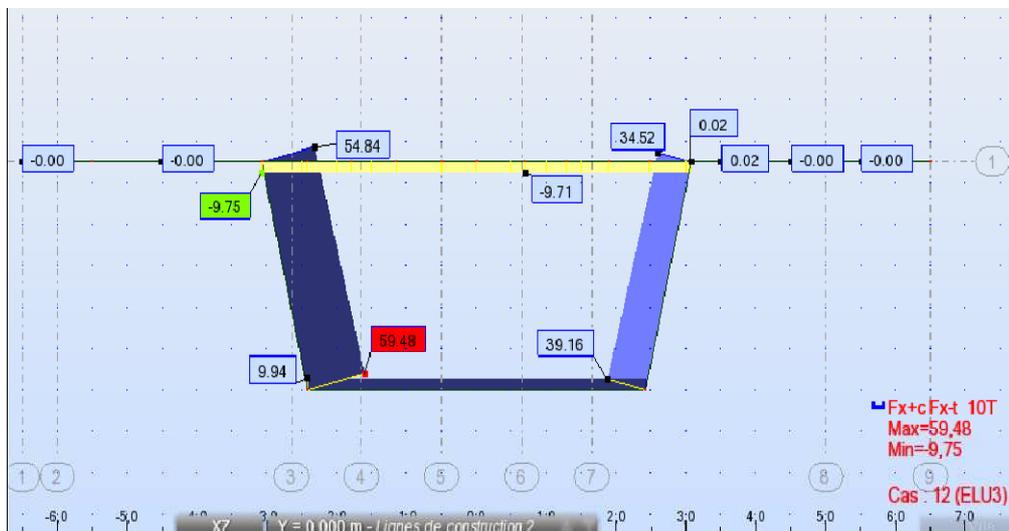
Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après :  
 A l'état limite ultime :  $1,35G + 1,6 (Bt + St)$



**Fig. VIII.6. Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)**



**Fig. VIII.7. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3(ELU)**



**Fig. VIII.8. Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3(ELU)**

## **VIII.4. Ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel **Robot Expert**, qui permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumise à la flexion simple ou composée.

Le logiciel permet :

- Le calcul les sections d'aciers selon les règles **BAEL 91** à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : **qui travaillent en flexion simple.**
- Une dalle supérieure : **qui travaille en flexion simple.**
- Une dalle inférieure : **qui travaille en flexion simple.**
- Deux âmes : **qui travaillent en flexion composée.**

### VIII.4.1. Ferrailage de voussoir prêt de la pile :

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir.

On donne les caractéristiques du béton qu'on a défini dans le chapitre trois. Après le calcul on trouve :  
 $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$      $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$      $f_e = 400 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \sigma_s = 228,64 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

• Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle :  $h = 25 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

• Dalle inférieure :

Hauteur de la dalle :  $h = 80 \text{ cm}$

La largeur de la dalle :  $b = 100 \text{ cm}$

• Les âmes :

Hauteur de l'âme :  $h = 50 \text{ cm}$

La largeur de l'âme :  $b = 100 \text{ cm}$

On prend le même enrobage pour toutes les sections :  $c = c' = 5 \text{ cm}$

#### VIII.4.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

		Ferrailage					Vérification
		Transversale		Longitudinale			
		Moments (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	
$Mu_{max}$	Sur Appuis	-301,54	38,27	0	12.76	0	NON
	En travée	136,74	0	21.8	0	7.27	NON
$Ms_{max}$	Sur Appuis	-263,76	75.4	0	25.13	0	OK
	En travée	124,88	0	48.25	0	16.08	OK
Section d'acier			75.4	48.25	25.13	16.08	
Ferrailage adoptés			6 HA $\Phi 40$	6 HA $\Phi 32$	6 HA $\Phi 25$	6 HA $\Phi 20$	

Tab. VIII. 2: Ferrailage du hourdis supérieur

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

• **Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 75,40 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 40$** , avec un espacement entre les barres égal à **14 cm**.

$A_i = 48,25 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

• **Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

$A_i = 18,85 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

### **VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur :**

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

		Ferrailage					Vérification
		Transversale		Longitudinale			
		Moments (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>Mu max</b>	Sur Appuis	-85.95	3.31	0	1.11	0	<b>NON</b>
	En travée	56.77	0	2.18	0	0.73	<b>NON</b>
<b>Ms max</b>	Sur Appuis	-90.26	18.85	0	6.28	0	<b>OK</b>
	En travée	41.06	0	12.02	0	4.01	<b>OK</b>
<b>Section d'acier</b>			18.85	12.02	6.28	4.01	
<b>Ferrailage adoptés</b>			<b>5 HA <math>\Phi 20</math></b>	<b>5 HA <math>\Phi 16</math></b>	<b>6 HA <math>\Phi 12</math></b>	<b>6 HA <math>\Phi 10</math></b>	

**Tab. VIII. 3 : Ferrailage du hourdis inférieur**

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis inférieur est comme suit :

• **Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 18,85 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA  $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

$A_i = 12,02 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA  $\Phi 16$** , avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

• **Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 6,69 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

$A_i = 4,71 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 10$** , avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

**VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles :**

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

		Ferrailage				Vérification
		Transversale		Longitudinale		
	Moments (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>Mu max</b>	-301.54	59.11	0	19.7	0	<b>NON</b>
<b>Ms max</b>	-263.76	75.4	25.13	25.13	0	<b>OK</b>
<b>Section d'acier</b>		75.4	25.13	25.13	8.38	
<b>Ferrailage adoptés</b>		<b>6 HA <math>\Phi 40</math></b>	<b>6 HA <math>\Phi 25</math></b>	<b>6 HA <math>\Phi 25</math></b>	<b>6 HA <math>\Phi 14</math></b>	

**Tab. VIII. 4 : Ferrailage des consoles**

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage de la console (gauche, droite) est comme suit :

• **Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 75,40 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 40$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

$A_i = 29,45 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

• **Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 29,45 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à **15 cm**.

$A_i = 9,24 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **6 HA  $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

**VIII.4.1.4.Ferrailage des âmes :**

L'âme du voussoir est sollicitée par un effort normal et un moment de flexion, ce qui signifie qu'elle va être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime.

		Ferrailage				
		Transversale		Longitudinale		
Efforts	Valeurs	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Mu max (KN.m)	-85.95	5.97	0	1.93	0	<b>NON</b>
Nu max (KN)	594.8					
Ms max (KN.m)	-90.26	10.4	7.7	3.46	2.57	<b>OK</b>
Nu max (KN)	524.1					
Section d'acier		<b>10.4</b>	<b>7.7</b>	<b>3.46</b>	<b>2.57</b>	
Ferrailage adoptés		<b>5 HA Φ16</b>	<b>5 HA Φ14</b>	<b>5 HA Φ10</b>	<b>5 HA Φ10</b>	

**Tab. VIII. 5 : Ferrailage des âmes**

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage de l'âme est comme suit :

• **Armatures principales (verticales) :**

$A_{ext} = 10,04 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA Φ16**, avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

$A_{int} = 7,70 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à **20 cm**.

• **Armatures de répartition (horizontales) :**

$A_{ext} = 3,93 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

$A_{int} = 3,93 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à **5 HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à **25 cm**.

**VIII.4.2. Ferrailage de voussoir prêt de la culée :**

La détermination des armatures est faite à L'ELU et vérifiée à L'ELS pour chacun des éléments constituant le voussoir On donne les caractéristiques du béton qu'on a défini dans le chapitre deux. Après le calcul on trouve :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable.

$\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 228,64 \text{ MPa}$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

• **Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :**

Hauteur de la dalle : **h = 25 cm**

La largeur de la dalle : **b = 100 cm**

• **Les âmes :**

Hauteur de l'âme : **h = 50 cm**

La largeur de l'âme : **b = 100 cm.**

On prend le même enrobage pour toutes les sections : **c = c' = 5 cm**

Pour le calcul de ferrailage, on procède de la même manière pour le ferrailage des éléments constituant le voussoir sur culée ainsi que celui du clavage. Le tableau ci-dessous résume le ferrailage adopté pour chaque élément :

Elément	Ferrailage							
	Transversal				Longitudinal			
	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	esp (cm)	esp (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	esp (cm)	esp (cm)
Hourdis supérieur	88,92	56,3	12	15	29,32	18,77	15	20
	7 HA $\Phi$ 40	7 HA $\Phi$ 32			6 HA $\Phi$ 25	6 HA $\Phi$ 20		
Hourdis inférieur	24,54	15,71	20	20	9,24	6,69	20	20
	5 HA $\Phi$ 25	5 HA $\Phi$ 20			6 HA $\Phi$ 14	6 HA $\Phi$ 12		
Les consoles	87,69	45,28	12	15	29,23	15,09	15	20
	7 HA $\Phi$ 40	7 HA $\Phi$ 32			6 HA $\Phi$ 25	6 HA $\Phi$ 20		
Les âmes	10,04	7,7	20	20	3,93	3,93	25	25
	5 HA $\Phi$ 16	5 HA $\Phi$ 14			5 HA $\Phi$ 10	5 HA $\Phi$ 10		

**Tab. VIII. 6 : Ferrailage du voussoir prêt de la culée**

**VIII.5.Vérification de l'effort tranchant :**

Données par la formule suivante : [BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a : [BAEL 91]

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa} ) = 3.5 \text{ MPa}$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivants :

Section	/	b (cm)	d (cm)	Vu (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ (Mpa)	Vérification
console	appuis	100	25	219.53	0.89	3.5	OK
Dalle supérieure	appuis	100	25	259.18	1.04	3.5	OK
Dalle inférieure	appuis	100	80	79.25	0.09	3.5	OK
Ame	appuis	100	50	604.68	1.21	3.5	OK

**Tab. VIII. 7 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile)**

Section	/	b (cm)	d (cm)	Vu (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ (Mpa)	Vérification
console	appuis	100	25	212	0.85	3.5	OK
Dalle supérieure	appuis	100	25	304.2	1.22	3.5	OK
Dalle inférieure	appuis	100	25	51.5	0.21	3.5	OK
Ame	appuis	100	50	594.8	1.18	3.5	OK

**Tab. VIII.8 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée)**

### VIII.6.Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : [BAEL 91]

$$Q_u \leq 0,045 u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : Valeur de la force concentrée en MN,  $Q_u = 0,1MN$ .

$h$  : Hauteur de la section.

$u_c$  : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0.20 + 2 \times 0.252 \Rightarrow u_c = 0.45 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1.5} = 0,118 \text{ MN} \Rightarrow \text{Pour le système Br.}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, **donc il n'y pas de risque de poinçonnement.**

### VIII .7.Vérification des âmes au flambement :

Les structures normales dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues a l'effort de flambement des âmes, l'élanement  $\lambda$  de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante : [BAEL, 91]

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau ;  $i$  : Rayon de giration avec :  $i = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{B}}$

$l$  : Longueur de flambement ;

$I$  : Moment d'inertie du poteau ;  $B$  : Section du poteau ;

La longueur de flambement  $l$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$  ;

$l = 0,5 \times l_0$  ; Car les âmes sont encastrées à ses extrémités ;

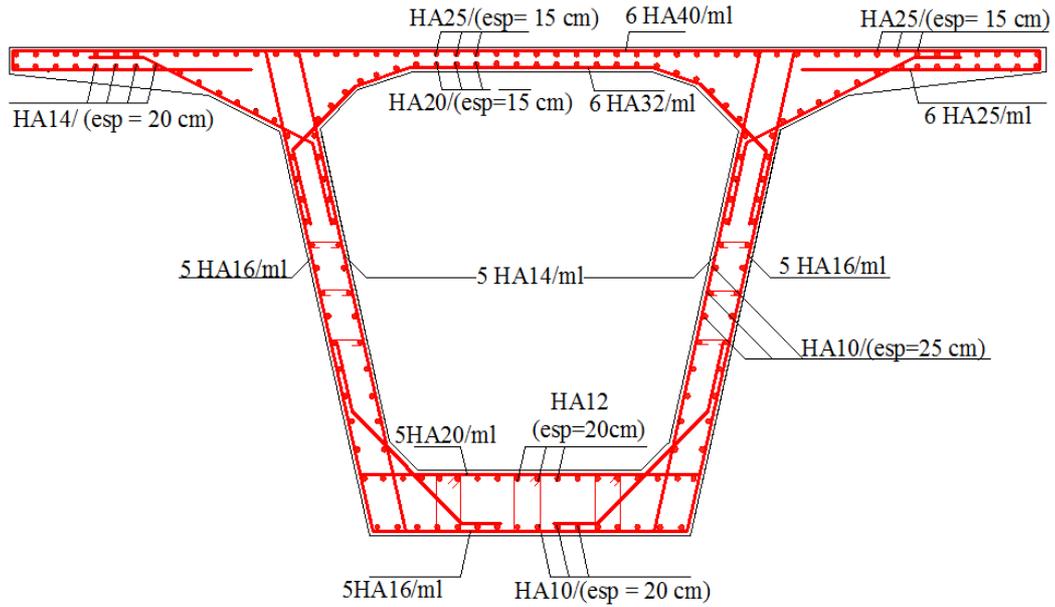
$l_0$ : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à  $0,5 \times l_0 = 3.95 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{0.5 \times 3.95}{\frac{\sqrt{0.5^2}}{\sqrt{12}}} = 13.68 < 50$$

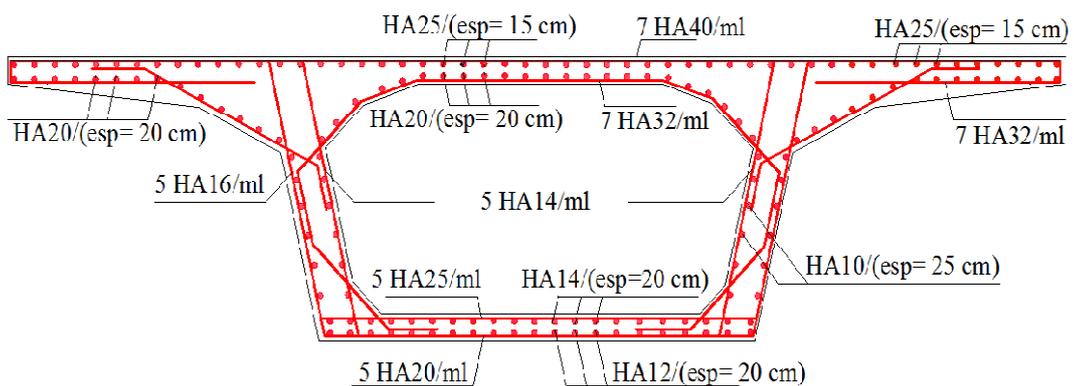
**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle supérieur et les porte à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité.

Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.



**Fig. VIII.9. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile**



**Fig. VIII.10. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé**

**VIII.8. Etude et ferrailage du bossage :**

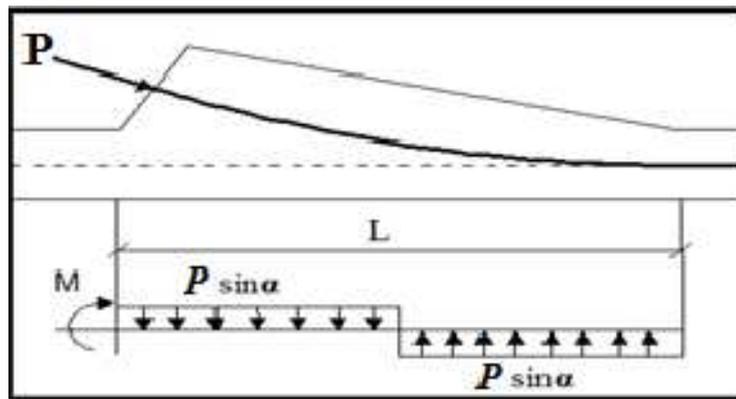
Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.

Nous avons étudié les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'ancrage de câble dans le hourdis et déviés à leurs extrémités d'un angle  $\alpha$  pour s'ancrer en saillie sur celui-ci. A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis. L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- Un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, qui vaut :

$$M = P \frac{L}{2} \sin \alpha$$

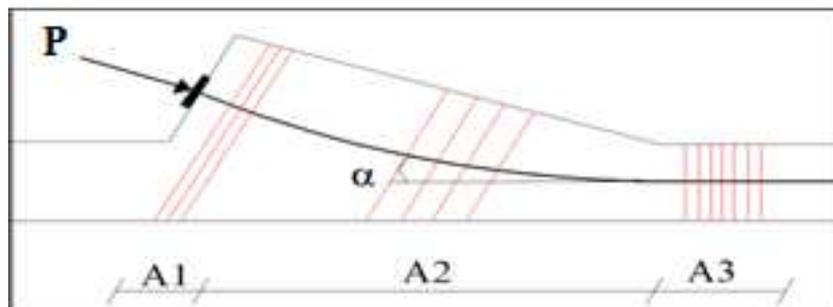
- Deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage ( $P \sin \alpha$ ), l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale.



L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

**V.III.8.1. Ferrailage du bossage :**

Pour un effort P à l'ancrage et avec  $\sigma_s = 2/3 f_e$  et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:



**Fig.VIII .11 : Distribution du ferrailage dans un bossage.**

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite :

a) Armatures de section totale  $A_1$  formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm).

$$A_1 = \frac{P}{\sigma_s} (0,5 \cdot \sin \alpha)$$

$P$  : force de précontrainte à l'ancrage.

$\alpha$  : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

b) Armatures de couture de section totale  $A_2$  réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = 0,5 \frac{P}{\sigma_s}$$

c) Armatures de section totale  $A_3$  destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble

$$A_3 = \frac{P}{\sigma_s} \sin \alpha$$

**VIII.8.1.1. Bossage à un seul ancrage 1 :**

$P_0 = 291.13$  t pour un câble 12 T15s, et  $\text{tg} \alpha = 0.375 / 1.5 = 0.25 \Rightarrow \alpha = 14.04^\circ$

• Armatures de tirant :

$$A_1 = c (0.5 \cdot \sin 14.04^\circ) = 28.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA  $\Phi$  25 répartis sur une distance de 30cm.

• Armatures de coutures :

$$A_2 = 0.5 \times \frac{291,13}{\frac{2}{3} \times 40000} = 54.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA  $\Phi$  25 répartis sur une distance de 150 cm.

• Armatures de la poussée au vide:

$$A_3 = \frac{291,13}{\frac{2}{3} \times 40000} \sin 14.04^\circ = 26.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA  $\Phi$  12 répartis sur une distance de 60cm.

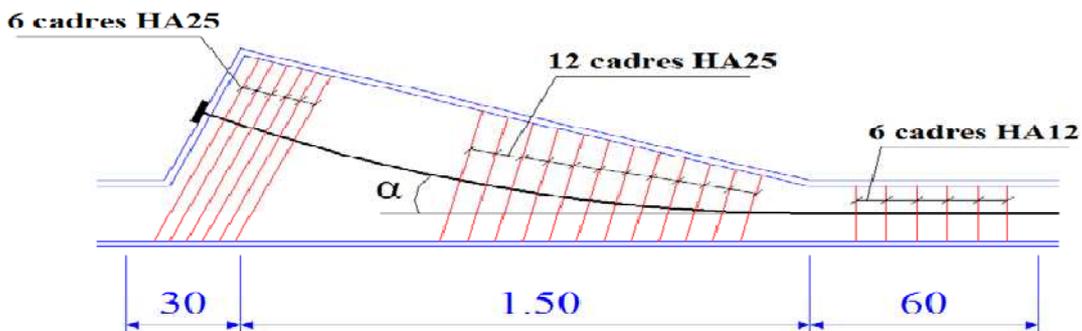


Fig. VIII.12 : Détail de ferrailage d'un bossage

## IX .Introduction :

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- **Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).**
- **La réduction de l'effort de l'effort tranchant dû à la précontrainte.**
- **L'effet RESAL.**

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

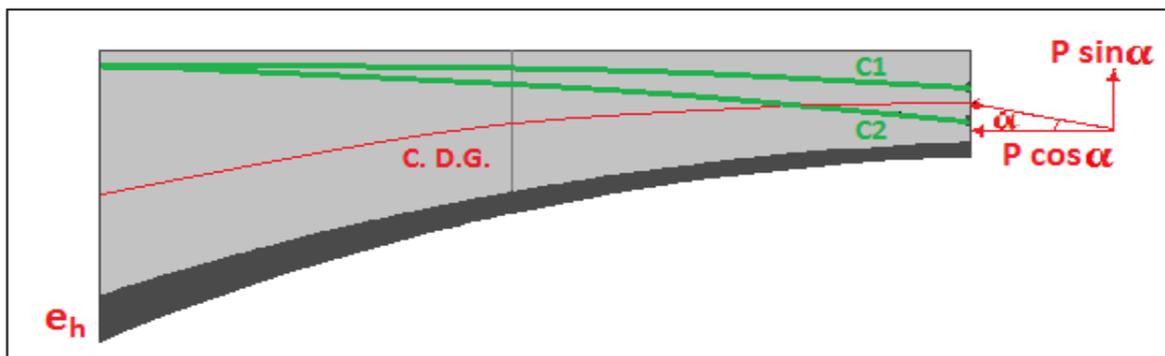
- **Résister aux efforts de cisaillement.**
- **Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.**

### IX.1.Détermination de l'effort tranchant :

#### IX.1.1.Effort tranchant du à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage (voir la figure Fig. IX.1).

On suppose que sur les 46 câbles du fléau, les huit premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subit une inclinaison moyenne de **25,02°**.



**Fig. IX.1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles**

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :

$$V_f = 8 \times P_0 \times \sin 25,02^\circ$$

Avec des pertes de 25 % pour les câbles 12 T15s ce qui nous donne  $P_0 = 200,88 \text{ t}$ .

$$V_f = 8 \times 200,88 \times \sin 25,02^\circ = 679.7 \text{ t}$$

Le moment dû au précontraint est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0,25)$$

$$M_p = 46 \times 200,88 \times (2,456 - 0,25) = 20384.5 \text{ t.m}$$

Les effets totaux :

$$V_T = V_{ser} - V_f \Rightarrow V_T = -605.76 - 679.7 = -1285.46 \text{ t}$$

$$M_T = M_{ser} - M_p \Rightarrow M_T = -10973.4 - 20384.5 = -31357.9 \text{ t.m}$$

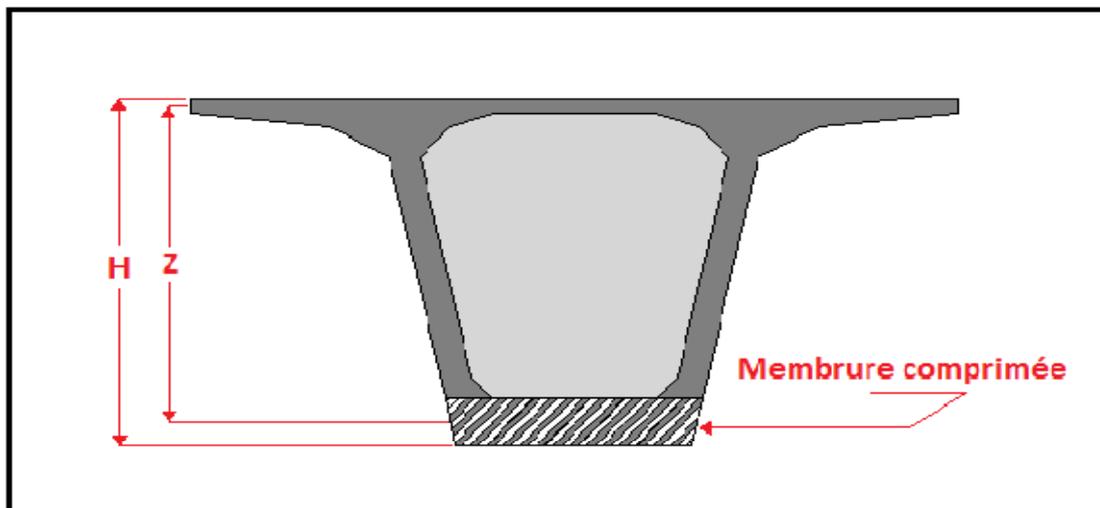
### IX.1.2.Efforts dans les sections (Phase en service) :

$V_{ser} = 605.76 \text{ t}$  et  $M_{ser} = -10973,4 \text{ t.m}$  obtenus sous la combinaison à l'ELS :

$$G + D240 + 0.5 \Delta T$$

### IX.1.3.Correction dite effet RESAL :

Elle est due à la variation de la hauteur de la poutre avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. Près de l'appui (l'encastrement), l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part avec la composante verticale de cet effort de compression.



**Fig. IX.2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson**

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis. La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{n_f \cdot P}{S} + \frac{M}{I} \cdot \left( V' - \frac{e_{\text{inf}}}{I} \right)$$

Avec :

$n_f$  : Nombre total de câble du fléau.

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer,  $P_0$  est estimé à 25% de perte.

$S$  : Section du voussoir considérée.

$I$  : Moment d'inertie du voussoir considérée.

$V'$  : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

$M$  : Moment total des voussoirs.

$e_{\text{inf}}$  : Epaisseur de hourdis inférieur.

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{46 \times 2.0088}{14.044} + \frac{313.58}{71.62} \cdot \left( 3.443 - \frac{0.8}{2} \right) = 19.90 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la section: (2, 363 m de l'encastrement)

$$h = 5.70 \text{ m} \quad S = 13,779 \text{ m}^2$$

$$I = 60,683 \text{ m}^4 \quad e_{\text{inf}} = 0,734 \text{ m}$$

$$V' = 3,443 \text{ m} \quad V = 2,257 \text{ m}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle  $\phi$  dont la tangente :

Pour  $x = 2,363 \text{ m}$  :

$$\text{tg} \phi \Rightarrow \frac{6 - 5,7}{0 - 2,363} = 0.127 \Rightarrow \phi = 0.126 \text{ rad}$$

La correction du Résal nous donne :

$$\Delta V_r = \sigma_{\text{inf}} \times B \times e_{\text{inf}} \times \sin \phi$$

$$= 19.90 \times 4 \times 0,8 \times \sin 0,126 \Rightarrow \Delta V_r = 10.00 \text{ MN}$$

Avec :

$B$  : Largeur du hourdis inférieur.

## IX.2. Justification des âmes :

La partie résistante due à l'effort tranchant est représentée par les âmes. L'effort tranchant réduit à prendre en compte est :

$$V_{réduit} = VT - \Delta Vr$$

$$V_{réduit} = 1\,285.46 - 1000 = 285.46\text{ t}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à [BPEL 91] :

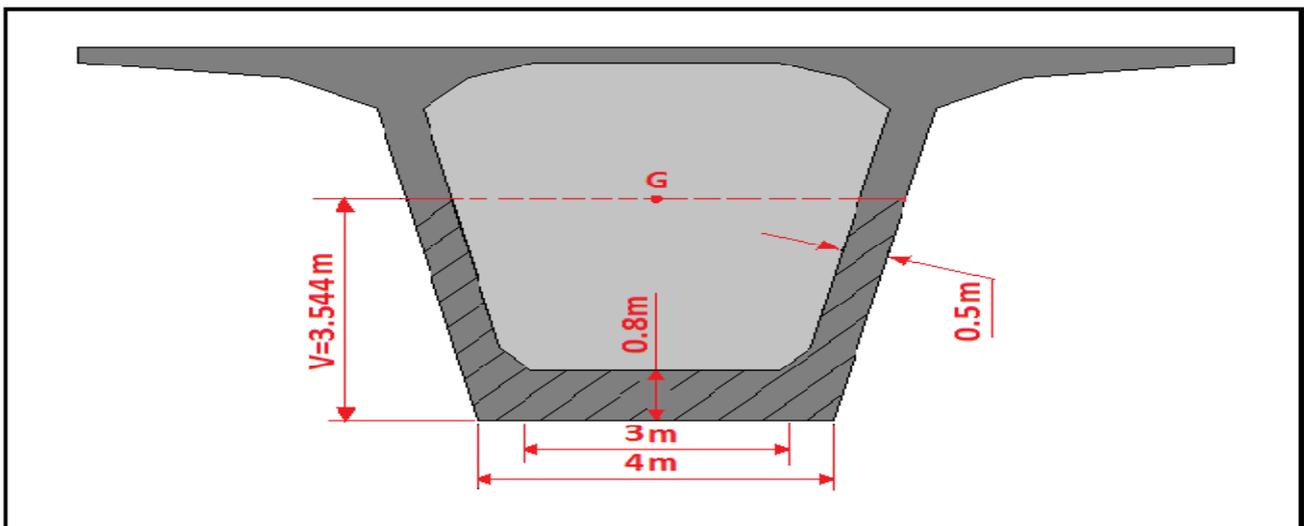
$$\tau_b = \frac{V_{réduit}}{b_n \cdot Z}$$

Avec :  $Z = \frac{I}{S(y)}$

**I** : inertie de la section par rapport au centre de gravité G

**S(y)** : moment statique par rapport à l'axe Gy de la partie de section située au dessous de G

**b<sub>n</sub>** : largeur totale nette à l'ordonnée y.



**Fig. IX.3. Moment statique d'une section située au dessous du CDG**

$$S(y) = 13,825\text{ m}^3$$

$$Z = \frac{I}{S} = \frac{71.62}{13.825} = 5.18\text{ m}$$

**b<sub>n</sub>**: Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine)

$$b_n = 2 \times (a - \Phi) = 2 \times (0.5 - 0.082) = 0.836\text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{285.46}{0.836 \times 5.18} = 6592\text{ t/m}^2 = \mathbf{0.659\text{ MPa.}}$$

• **Justification à l'ELS :**

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de CHALOS et BETEILLE.

$$\overline{\tau_b}^2 = \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_b'}} (\overline{\sigma_b'} - \sigma_b'). (\overline{\sigma_b} + \sigma_b')$$

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot (0.7 + \frac{6}{100} f_{c28}) = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b' = \frac{nf.P0}{S} = \frac{46(2.0088)}{14.044} = 6.58 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_b' = 6.58 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_b = 0.659 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \sigma_b'$  La contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

**IX.2.1.Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire :**

voussoirs	X(m)	N° Câbles arrêtés	P (MN)	Sinα (°)	V <sub>f</sub> (MN)	V <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN.m)	ΔV <sub>résal</sub> (MN)	V <sub>réduit</sub> (MN)	Z (m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
1/2VsP	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	8	16.07	0.423	6,80	-60,576	-109,734	7,56	12,14	5,18	0,659	3,09	Ok
V2	10	8	16.07	0.420	6,75	-56,62	-92,695	5,15	9,54	4,88	0,648	2,95	Ok
V3	13	4	8.035	0.469	3,77	-52,661	-77,479	4,49	9,31	4,60	0,634	2,89	Ok
V4	16	4	8.035	0.437	3,51	-48,69	-62,503	3,77	10,98	4,35	0,604	2,81	Ok
V5	19	2	4.018	0.410	1,65	-44,73	-49,243	2,89	11,75	4,13	0,597	2,73	Ok
V6	22	2	4.018	0.426	1,71	-40,77	-36,765	2,14	10,52	3,98	0,573	2,7	Ok
V7	25	2	4.018	0.402	1,62	-36,89	-25,529	1,30	10,48	3,78	0,543	2,68	Ok
V8	28	2	4.018	0.378	1,52	-32,85	-15,451	1,14	8,18	3,63	0,513	2,63	Ok
V9	31	2	4.018	0.358	1,44	-28,9	-6,49	1,50	8,40	3,51	0,488	2,5	Ok
V10	34	2	4.018	0.342	1,37	-24,93	1,102	0,50	8,58	3,41	0,467	2,36	Ok
V11	37	2	4.018	0.326	1,31	-20,97	7,934	1,32	4,71	3,33	0,452	2,17	Ok
V12	40	2	4.018	0.316	1,27	-17,07	13,453	2,03	3,24	3,27	0,391	2,04	Ok
V13	43	2	4.018	0.306	1,23	-13,05	18,056	2,44	2,45	3,22	0,351	1,95	Ok
V14	46	2	4.018	0.303	1,22	-5,13	23,337	2,76	1,34	3,19	0,248	1,80	Ok
V15	49	2	4.018	0.301	1,21	--1,07	24,404	2,88	2,15	3,15	0.197	1,60	Ok

**Tab. IX.1 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.**

**IX.2.2. Vérification des contraintes pour la travée de rive :**

voussoirs	X(m)	N° Câbles arrêtés	P (MN)	Sin $\alpha$ (°)	V <sub>f</sub> (MN)	V <sub>ser</sub> (MN)	M <sub>ser</sub> (MN.m)	$\Delta V_{résal}$ (MN)	V <sub>réduit</sub> (MN)	Z (m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
1/2VsP	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	8	16,07	0,423	6,80	-60,576	-109,734	7,56	12,14	5,18	0,659	3,09	Ok
V2	10	8	16,07	0,420	6,75	-56,62	-92,695	5,15	9,54	4,88	0,648	2,95	Ok
V3	13	4	8,035	0,469	3,77	-52,661	-77,479	4,49	9,31	4,60	0,634	2,89	Ok
V4	16	4	8,035	0,437	3,51	-48,69	-62,503	3,77	10,98	4,35	0,604	2,81	Ok
V5	19	2	4,018	0,410	1,65	-44,73	-49,243	2,89	11,75	4,13	0,597	2,73	Ok
V6	22	2	4,018	0,426	1,71	-40,77	-36,765	2,14	10,52	3,98	0,573	2,7	Ok
V7	25	2	4,018	0,402	1,62	-36,89	-25,529	1,30	10,48	3,78	0,543	2,68	Ok
V8	28	2	4,018	0,378	1,52	-32,85	-15,451	1,14	8,18	3,63	0,513	2,63	Ok
V9	31	2	4,018	0,358	1,44	-28,9	-6,49	1,50	8,40	3,51	0,488	2,5	Ok
V10	34	2	4,018	0,342	1,37	-24,93	1,102	0,50	8,58	3,41	0,467	2,36	Ok
V11	37	2	4,018	0,326	1,31	-20,97	7,934	1,32	4,71	3,33	0,452	2,17	Ok
V12	40	2	4,018	0,316	1,27	-17,07	13,453	2,03	3,24	3,27	0,391	2,04	Ok
V13	43	2	4,018	0,306	1,23	-13,05	18,056	2,44	2,45	3,22	0,351	1,95	Ok
V14	46	2	4,018	0,303	1,22	-5,13	23,337	2,76	1,34	3,19	0,248	1,80	Ok
V15	49	2	4,018	0,301	1,21	-1,07	24,404	2,88	2,15	3,15	0,197	1,60	Ok

**Tab. IX.2 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.****Conclusion :**

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue de cisaillement.

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition  $\tau < \bar{\tau}$  est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

## **X.Introduction :**

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la 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.

### **X.1. Appareils d'appui :**

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :  
-La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;  
-La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

#### **X.1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :**

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

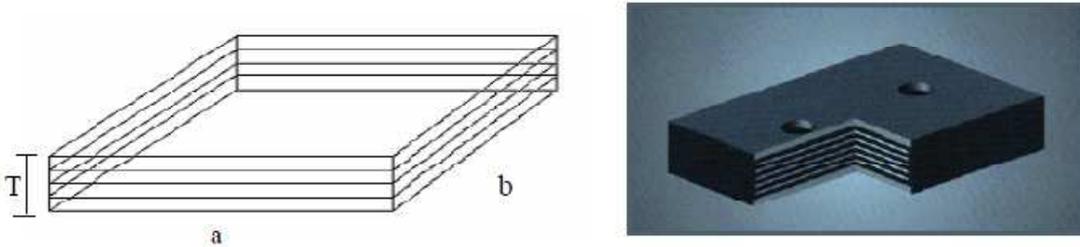
Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



**Fig. X.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.**

**X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui :**

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.



**Fig.X.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui**

Le module de déformation transversale  $G$  à variations lentes est de 0,8 MPa pour les ponts routes. On considère que  $a = b$ ,  $T$  est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes :  
 **$T = n \times t$**  Où :

- $n$ : est le nombre de feuillets élémentaires.
- $t$  : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.
- $t_s$  : épaisseur d'un frette.

**X.1.2.1.Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :**

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison **G + Mc120** (Les culées seulement, car les piles sont encastées sur le tablier) est de **R = 521.01 t** répartir sur deux appareils d'appui :  **$R = \frac{521.01}{2} = 260,505 t$**

**L'aire d'appareil d'appuis :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

Tel que:

$N_{max}$  : est la réaction maximale

D'où les dimensions de l'appareil d'appui sont les suivantes :

$$N_{max} = 260.385 \text{ t} \Rightarrow a \times b = 700 \times 700 \text{ (mm}^2\text{)}. t_i = 13 \text{ mm}$$

**Hauteur nette de l'élastomère T :**

La condition à vérifier est :

$$T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

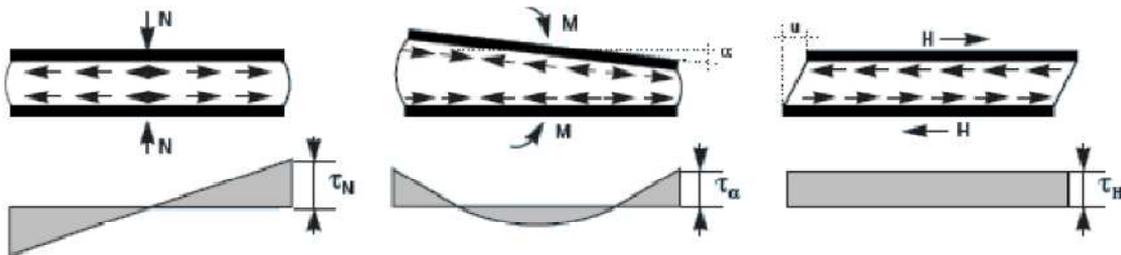
$U_1$  : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 3,3 \text{ cm} = 33 \text{ mm.}$$

$$T \geq 33 / 0,5 = 66 \text{ mm.}$$

On prend **T = 91 mm** constitué de **7 feuillets** de **13 mm** chacun.

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :



*Fig. X.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations*

**X.1.2.2.Compression : sous réaction verticale :**

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3x t x (a+b)R}{a^2 x b^2}$$

$$\tau_R = \frac{3 \times 13 \times (700+700)260,505}{700^2 \times 700^2} = 0,59 \text{ MPa.}$$

$$\sigma'_m = \frac{260.505}{700 \times 700} = 5,31 < 15 \text{ Mpa}$$

### X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

**1er cas :** La déformation  $U_1$  de l'appareil est lente (effort horizontal  $H_1$  de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Tel que :

$G = 0,8 \text{ MPa}$  module de déformation transversale d'élastomère.

$U_1 = 33 \text{ mm}$

On a :  $T = 91 \text{ mm}$

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 33}{91} = 0,29 \text{ Mpa}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** L'appareil est soumis à un effort dynamique  $H_2$  (freinage, vent, force centrifuge) provoque  $u_2$ :  
 $G$  est doublé sous l'effort dynamique.

### Force de freinage développé par Système A (L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge  $A$  est égal à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{1}{20+0.0035 S} \times A(I) = 0,284 \text{ t}$$

### Force de freinage développé par système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner

Donc :

$$H_2 = \frac{36}{2} = 18 \text{ t} \quad \text{donc : } \tau_{H2} = 0,367 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0,29 + \frac{0,367}{2} = 0,473 \text{ MPa}$$

### X.1.2.4. Contrainte de cisaillement due à la rotation :

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  vaut :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \frac{a^2}{T^2} \times \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$\alpha_0$  : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

$\alpha$  : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,8 \times 700^2 \times 0,023}{2 \times 91^2} = 0.54 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

$$\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G$$

$$\tau_{H1} \leq 0.5G$$

$$\tau_H \leq 0.7G$$

$$\tau_{\alpha T} \leq \tau_R$$

1<sup>ère</sup> condition :  $0.59 + 0,473 + 0,54 = 1,604 \leq 4 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

2<sup>ème</sup> condition :  $0,29 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

3<sup>ème</sup> condition :  $0,473 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

4<sup>ème</sup> condition :  $0,54 \leq 0,59 \text{ MPa}$  **condition vérifiée.**

**X.1.3.Vérification de l'appareil d'appuis :**

**X.1.3.1.Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glisement :**

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ Mpa} \quad \text{Condition de non-cheminement}$$

$$H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{Condition de non- glissement}$$

$N_{\min}$  : est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable,  $N_{\min} = 210.4 \text{ t}$ .

H : effort de freinage qui vaut 18 t.

f : est le coefficient de frottement.

$$\sigma_{\min} = \frac{210,4}{700 \times 700} = 4.3 \geq 2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

$$f = 0.16 + \frac{0,6}{\sigma_{\min}} = 0.1 + \frac{0,6}{4,3} = 0.24$$

$$H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \times a \times b = 0,657 \times 700 \times 700 = 321930 \text{ N}$$

$$H = 321930 \leq f \cdot N_{\min} = 441840 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

**X.1.3.2.Vérification de condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\Rightarrow 70 \leq 91 \leq 140 \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

**X.1.3.3.Vérification de condition de non-soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\alpha T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{min}}{G}$

On a :  $\alpha T = 2,3 \cdot 10^{-2}$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{700 \times 700}{2 \times 13 \times (700+700)} = 13.46$$

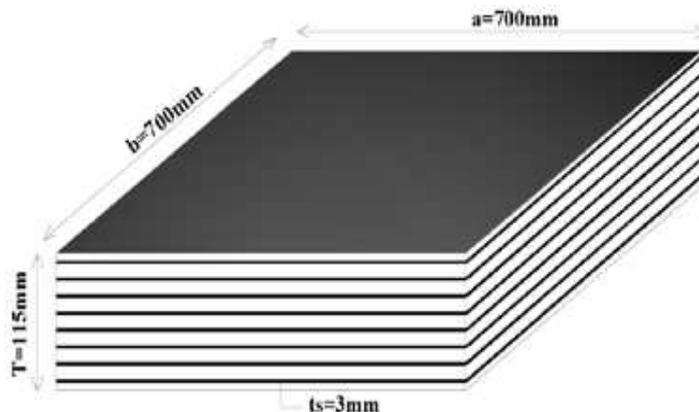
Donc :

$$\frac{3 \times 91^2 \times 4,3}{13,46 \times 700^2 \times 0,8} = 2,5 \cdot 10^{-2} > \alpha T \dots\dots\dots(c.v).$$

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{min}}{\sigma_e} \text{ tel que, } t_s \geq 2\text{mm avec } \sigma_e = 245\text{MPa pour l'acier inox.}$$

$$t_s \geq \frac{700 \times 4,30}{13,46 \times 245} = 1.13 \text{ mm}$$



**Fig. X.4 : Détail de l'appareil d'appui**

On prend  $t_s = 3 \text{ mm}$ .

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n+1) \times t_s = 7 \times 13 + 8 \times 3 = 115 \text{ mm.}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

**a = b = 700 mm** avec une hauteur de **115 mm** et **7** élastomères.

**Conclusion :**

**Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.**

## X.2.Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

### X.2.1.Dimensions de dés d'appuis :

Pour un déplacement composé ( $d_a$ ,  $d_b$ )

$$A = a + |d_a| + |d_a| + 50\text{mm}$$

$d_a$  : Déplacement dans un sens.

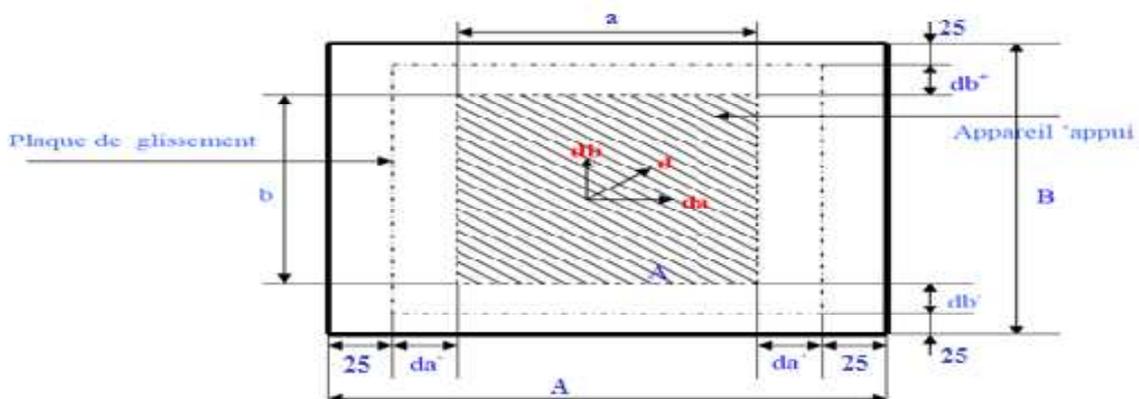
$d_a$  : Déplacement dans le sens opposé.

$$B = b + |d_b| + |d_b| + 50\text{mm}$$

$d_b$  : Déplacement dans un sens.

$d_b$  : Déplacement dans le sens opposé.

Le schéma suivant représente les dimensions en plan du dé d'appui :



**Fig.X.5. Dimensions en plan du dé d'appui**

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm on a :

$$A = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm}$$

$$B = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm}$$

### X.2.2.Ferraillage des dés d'appuis à la culée : (support des appareils d'appuis) :

Le ferraillage des dés d'appuis n'est pas le même pour toutes les armatures :

#### a) Armatures de chaînage :

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante  $R = 0,25N_{\max} \Rightarrow Asc = 0.25 N_{\max}$

$$\sigma_s = 266.67\text{MPa} \Rightarrow Asc = 24.41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8 \text{ HA } \Phi 20$$

b) Armatures de profondeur :

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de  $(R= 0,125 N_{\max}) \Rightarrow A_{sc} = \frac{0,125N_{\max}}{\sigma_s}$

$A_{SP} = 12,20 \text{ cm}^2$  soit : 8 HA  $\Phi 20$  (disposées dans les deux sens).

a) Armature de diffusion :

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

• Ferraillage de surface (frette sup)

Ces armatures sont capables de reprendre  $(R= 4\% N_{\max}) \Rightarrow A_{fs} = \frac{0,04N_{\max}}{\sigma_s}$

$A_{fs} = 3,9 \text{ cm}^2$  soit : 8 HA  $\Phi 8$  (disposées dans les deux sens).

• Ferraillage inférieur ou d'éclatement (frette inf)

Ces armatures sont disposées sur une profondeur  $Z$  tel que :  $b_0/3 \leq Z \leq b_0$   $(R = 0,1N_{\max})$   
 $\Rightarrow A_{fi} = 0,1N_{\max} A_{fi} = 9,76 \text{ cm}^2$  soit : 9 HA  $\Phi 12$  (disposées dans les deux sens).

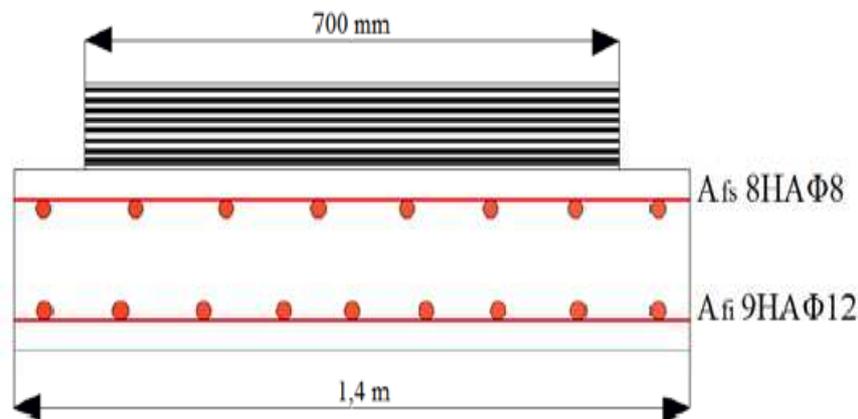


Fig .X.6: Ferraillage du dé d'appui à la culée

### X.3.Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités du tablier, fluage et le retrait.

### X.3.1. 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, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'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.
- **Etanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable** : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui **confèrent son efficacité à long terme.**

### X.3.2. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme. Selon le RPOA on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

**Avec :**

W : Souffle total du joint

$W_D$  : Souffle des déformations différées (retrait+fluage)

$W_T$  : Souffle thermique.

WS : Souffle sismique.

#### X.3.2.1. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :  $\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$

l : étant la longueur du tablier. **Pour notre cas  $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,3 \text{ cm}$**

Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\Delta l / l = 3,5 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas  $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,9 \text{ cm}$ .

**X.3.2.3.Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\Delta l / l = K_{fl} \times 10^{-4}$$

**Avec :**

$K_{fl}$  : Coefficient du fluage à  $t=0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) il vaut 2 à 3.

D'où :  $\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$

Pour notre cas  $l/2 = 110 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3.3 \text{ cm}$

**X.3.2.4.Souffle sismique :**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K \cdot x \Rightarrow x = \frac{F}{K}$$

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement.

**1. Calcul de la force sismique F :**

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

$S_{aeh}$  : le spectre de réponse horizontal,

$M$  : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T :  $T = 2\pi \frac{\sqrt{M}}{\sqrt{K}}$

Ou :

$K = \Sigma K_i$  est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

**1.1. Calcul de la masse (M) :**

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :  $M_t = 8\,073,175 \text{ t}$

La masse des deux piles :

$$M_p = 1/2 (m_{p1} + m_{p2}) = 227 + 176 \Rightarrow M_p = 403 \text{ t}$$

Donc :

$$M = M_t + M_p \Rightarrow M = 8\,073,175 + 403 \Rightarrow M = 8\,476,175 \text{ t}$$

**1.2. Calcul des rigidités (K) :****Pour les culées :**

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = \frac{GA}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal,  $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$ .

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur de l'appareil.

$$\text{Alors : } K = \frac{80 \times 0,7 \times 0,7}{91 \times 10^{-3}} = 430,77 \text{ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_c = 2 \times K = 861,54 \text{ t/m.}$$

On a deux culées  $\Rightarrow K_c = 1\,723,08 \text{ t/m.}$

**Pour les piles :**

On a deux piles de hauteurs différentes :

$H_{P1} = 22,7 \text{ m}$  et  $H_{P2} = 17,6 \text{ m}$  ses dernières sont encastées au niveau du tablier et fondations.

D'où:  $K = 12EI / h^3$

E : module de Young du béton à j jours,  $E = 11000$

I : inertie de la section considérée.

On a la résistance de béton de l'infrastructure  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

$$E = 11000\sqrt{27} = 33\,000 \text{ MPa}$$

Donc :  $K_P = K_{P1} + K_{P2} = 452\,195,51 + 237\,304,688$

$$K_P = 689\,500,198 \text{ t/m}$$

**La rigidité totale de la structure :**

$$K = \sum K_i = K_c + K_P \Rightarrow K = 691\,223,278 \text{ t/m}$$

- La période T :  $T = 0,69 \text{ s}$

On tire du RPOA le T1 et T2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

$$T1 = 0,2 \text{ s}, T2 = 0,5 \text{ s}, S = 1,2$$

Spectre de réponse (RPOA) :  $T2 \leq T \leq 3 \text{ s.}$

$$Saeh(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T2/T).$$

$$Saeh = 4,27 \text{ m/s}^2$$

Donc :

$$F = 4,27 \times 8\,476,175 \Rightarrow F = 36\,193,267 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } x = \frac{36\,193,267}{691\,223,278} = 0,0524 \text{ m} = 5,24 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = (3,9 + 3,3) + (0,4 \times 3,3) + \frac{4,3}{3} \Rightarrow W = 10,27 \text{ cm}$$

### X.3.3.Type de joint choisi :

On choisi le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et. En regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 11.79cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

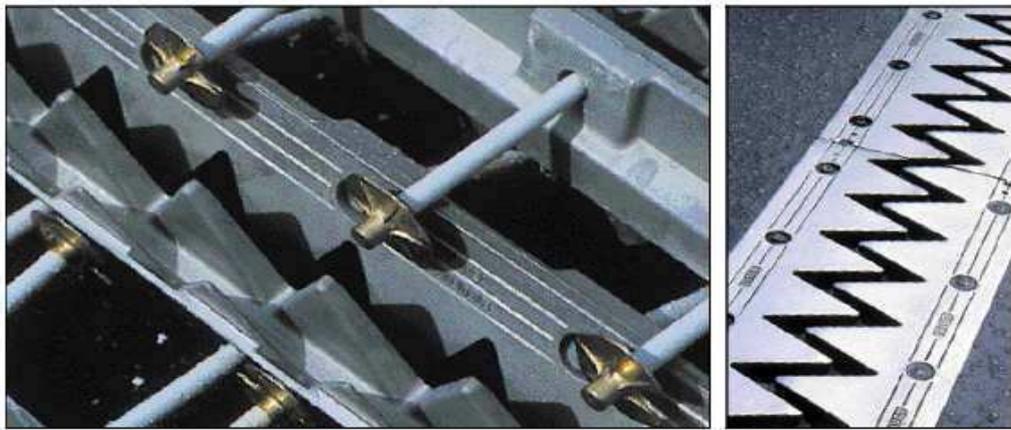


Fig.X.7 : Joint du type Wd (souffle moyen)

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tab. X.1 : Différents modèles des joints Wd

Type	Amin	Amax	Bmin	Bmax	Cmin	Cmax	Dmin	Dmax	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

**Tab. X.2 : Caractéristiques physiques des joints Wd**

Dimensions en mm.\*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation, \*\* Nb= Nombre de fixations par élément.

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **50 à 150 mm**.

## **X.4.Le revêtement du tablier:**

Le revêtement est assuré par une couche d'étanchéité et une autre couche de roulement :

### **X.4.1.Couche d'étanchéité :**

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'ou la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes) ;
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- étanchéité par moyen haute cadence ;

### **X.4.2.Couche de roulement :**

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m<sup>3</sup> à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

## X.5. Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps :

**Les glissières :** Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

**Le garde-corps :** Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

## X.6. Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

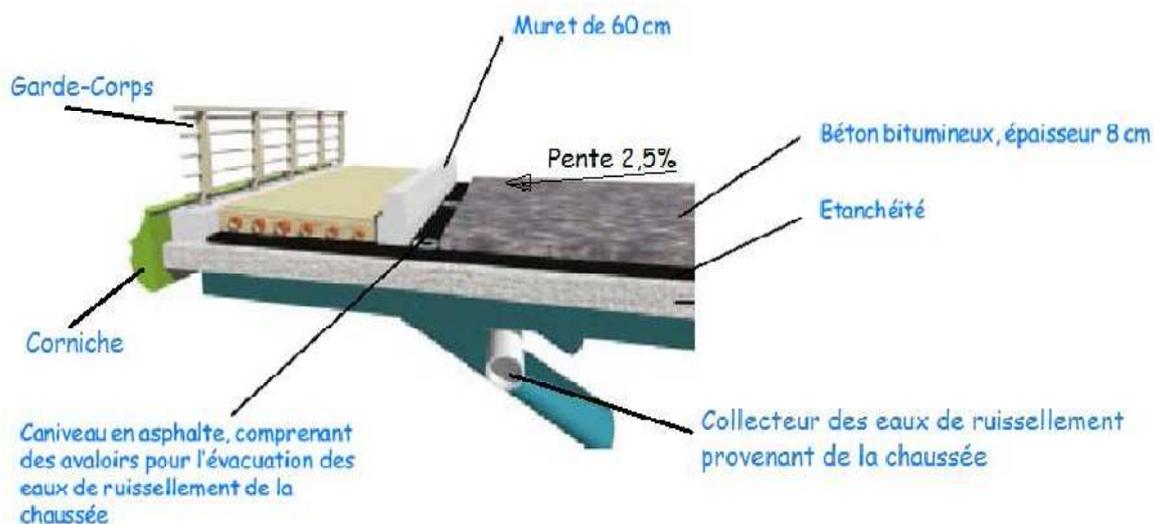
- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

## X.7. 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 la haussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.



**Fig.X.8 : Les équipements du pont**

## **X.8. 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 ;se 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 parait 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 calculs.

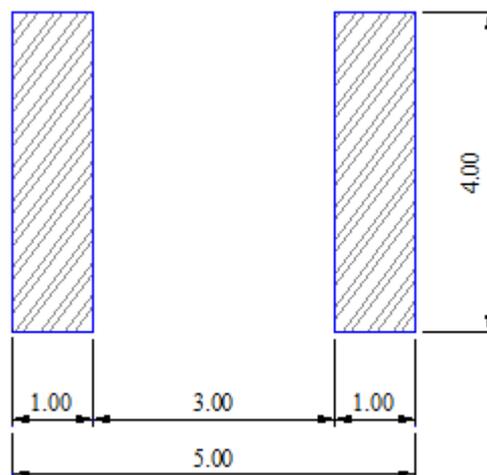
## X. Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- **Aquatique, terrestre.**
- **Mode de construction du tablier.**
- **Urbain ou rural.**
- **Hauteur de la brèche à franchir.**
- **Mode d'exécution des fondations.**
- **Liaison avec le tablier**

### XI.1. Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants. Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.



**Fig. XI 1.vue en plans de la pile 1**

### XI.2. Implantation des piles :

On a deux piles qui sont encastées au niveau du tablier leurs hauteurs **H** sont définies par :

$$H_{\text{pile}} = \text{Côte projet} - \text{Côte fondation} - (h_{\text{tablier}} + \text{revêtement}).$$

$$h_{\text{tablier}} = 6 \text{ m.}$$

Désignation	1	2
Point kilométrique (PK)	29+420	29+520
Côte projet (m)	123.37	124.34
Côte TN (m)	106.07	108.2
Côte de la fondation (m)	104.43	104.11
Hauteur de la pile (m)	18.94	18.80

**Tab. XI.1 : Points d'implantation des piles**

### **XI.3. Pré-dimensionnement de la pile :**

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Epaisseur du voile **E** :

$$E = \text{Max} \left[ 0.5\text{m} ; \frac{4H+L}{100} + 0.1\text{m} \right]$$

Tel que :

**H** : est la hauteur de la pile.

**L** : la portée de travée centrale

On a: **H= 18.94 m**

**L = 100 m**

Donc : **E = 2 m**, on prendra une épaisseur de **E = 1 m** de chaque voile.

### **XI.4. Les Fondations :**

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

### **XI.4.1. Choix du type de fondation :**

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 12 m de longueur, et de diamètre  $\Phi = 1,20$  m.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (*selon le document SETRA*)

### **XI.4.2. Nombre de files de pieux :**

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées.

### **XI.4.3. La semelle :**

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (*SETRA1977*) :

#### **XI.4.3.1. La largeur :**

$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 9.60 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (03).

L : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).

$\Phi$  : diamètre des pieux (1,20m).

#### **XI.4.3.2.La longueur :**

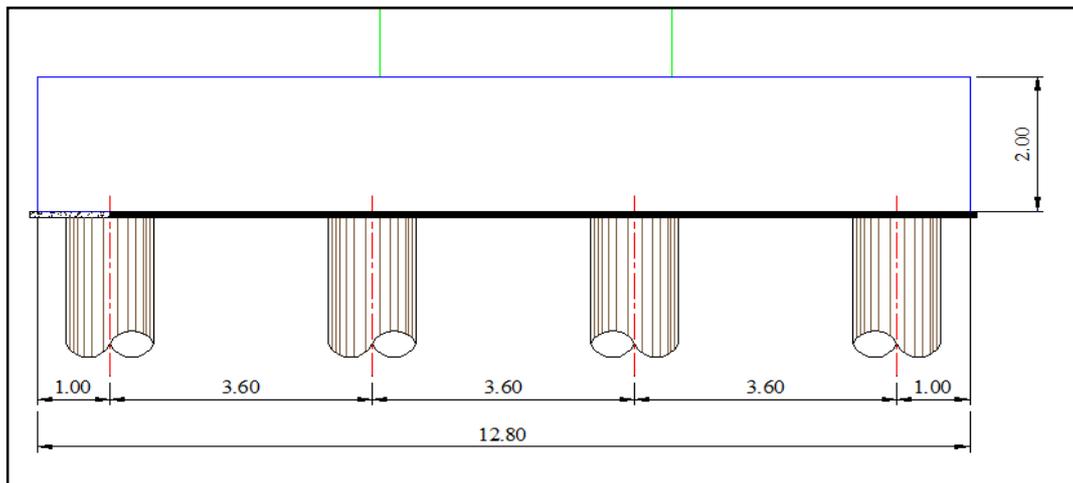
$$L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 12,8 \text{ m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

#### **XI.4.3.3.La hauteur :**

$$\begin{aligned} ht &= \frac{L}{2.5} \\ &= 3.6/2.5 = 1.44 \text{ m} \quad \mathbf{ht = 2.00m} \end{aligned}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.



**Fig. XI.2 : Coupe longitudinale**

### **XI.5. Etude et ferrailage de la pile :**

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 2** de hauteur **H = 18.94 m** qui est la plus élancée.

#### **XI.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :**

Les efforts agissant sur la pile sont :

**G** : La charge permanente de la pile.

**V** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

**W** : La charge du vent.

**F<sub>F</sub>**: la force de freinage.

**E<sub>x</sub>** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

**E<sub>y</sub>** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

#### ➤ **Combinaisons de charge :**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- Etat Limite de Service **E.L.S** :  $G_P + V + W + F_F$

- Etat Limite Ultime **E.L.U**:  $1,35(G_P + V) + 1,5(W + F_F)$

- Etat Limite Admissible **E.L.A**:  $G_P + V + E_x$

$$G_P + V + E_y$$

- **Application numérique :**

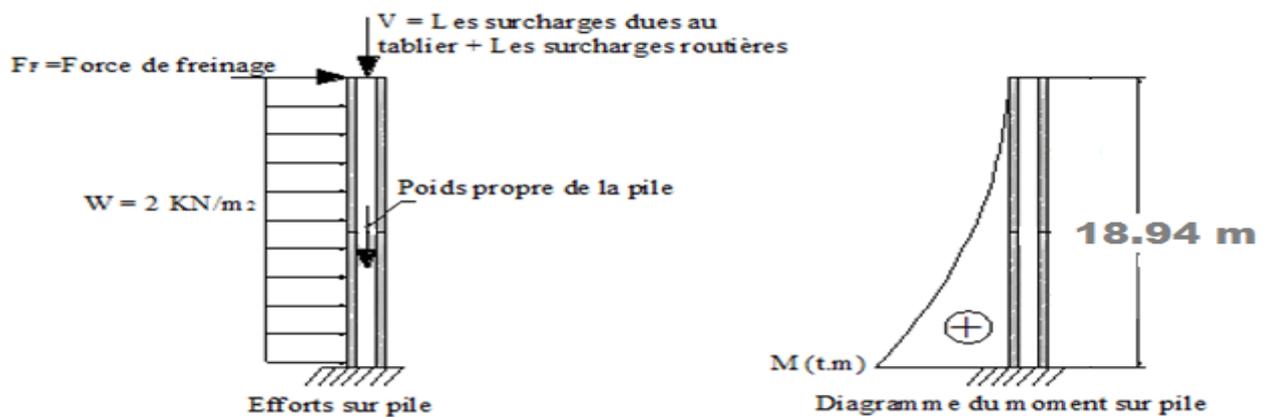
• **La charge permanente G** :  $S = 11,60 \text{ m}^2$  ;  $H = 18,18 \text{ m}$

$$G_P = S \times H \times \gamma = [(11,60 \times 8,18) + (8 \times 10,0)] \times 2,5 = 437,22 \text{ t.}$$

• **La charge verticale V** : La réaction verticale  $V = 3\,349,531 \text{ t}$

- La charge du vent  $W$  :  $W = 0,2 \text{ t/m}^2$ .
- La force de freinage  $F_F$  :  $F_F = 36 \text{ t}$
- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $x$  :  $E_x$  :  $G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 3298.964 + 550, 21$   
 $G = 3\ 849,174 \text{ t}$   $E_x = 20\% G$   
 $E_x = 0,2 \times 3\ 849,174 = 769,835 \text{ t}$
- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $y$  :  $E_y$   $E_y = 14\% G$   
 $E_y = 0,14 \times 3\ 849,174 = 538,884 \text{ t}$

➤ Les combinaisons :



**Fig. XI.5 : Efforts et diagramme du moment sur pile**

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot Structural de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	ELS	ELU	ELA
<b>R(KN)</b>	<b>39 000</b>	<b>52 650</b>	<b>39 000</b>
<b>N (KN)</b>	<b>39 000</b>	<b>52 650</b>	<b>39 000</b>
<b>T (KN)</b>	<b>541.6</b>	<b>812.40</b>	<b>7 698.4</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>10 233.16</b>	<b>15 349.8</b>	<b>174 752.6</b>

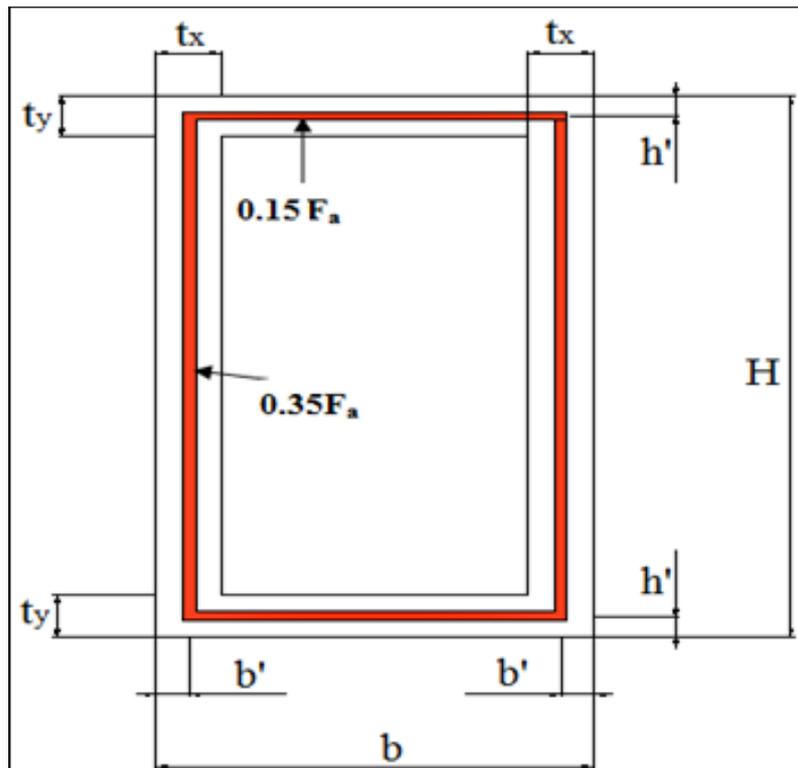
**Tab. XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile**

**XI.5.2.Ferraillage de la pile :**

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « My ».

**XI.5.2.1.Armatures longitudinales :**

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :



**Fig. XI.6 : Répartition des armatures de la pile**

**a) Section:**

**b = 500 (cm), H = 400 (cm) , c = c' = 5 cm.**

**b) Condition d'orientation de la section :**

$$\frac{ty}{H} \leq \frac{tx}{b} \text{ (Condition d'orientation est vérifiée.)}$$

$$\frac{0,6}{4} = 0.15 \leq \frac{1}{5} = 0.2$$

On a :

$$N_{min} = N_r = 3\,900,04 \text{ t}$$

$$M_x = M_{xr} = 17\,475,255 \text{ t.m}$$

$$\text{On pose : } M_{yr} = 17\,475,255 \text{ t.m}$$

$$n = \frac{N_r}{b \times H \times \beta W} = \frac{3900.04}{5 \times 4 \times 2700} = 0.05$$

$$m_y = \frac{M_{yr}}{b \times H^2 \times \beta_w} = \frac{17475.255}{5 \times 4^2 \times 2700} = 0.021$$

et  $M_{xr} = 0 \Rightarrow m_x = 0$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 0$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times H \times \beta_w}{\sigma_f}$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0.1 \Rightarrow F_a = \frac{0,1 \times 5 \times 4 \times 27}{400} \times 10^4 = 1350 \text{ cm}^2$$

Tel que :

**n** : Effort intérieur relatif sans dimension.

**b** : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m

**H** : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m

$\beta_w = \beta_{w28} = 27\text{MPa}$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.

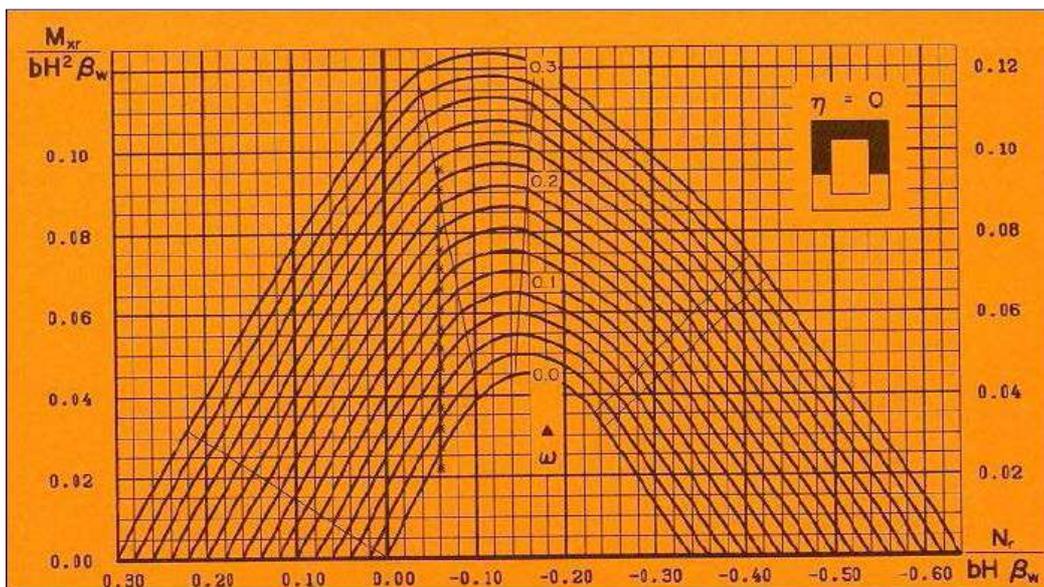
$\omega$  : Degré mécanique d'armature totale

$F_a$  : La section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

Donc:

- $A_{s1} = 0.35 F_a = 472.5 \text{ cm}^2$  soit : 58 HA  $\Phi 32$
- $A_{s2} = 0.15 F_a = 202.5 \text{ cm}^2$  soit : 42 HA  $\Phi 25$



**Fig. XI.7 : Abaque de Walther pour la flexion composée**

**c) Condition de non fragilité :**

Selon le règlement *BAEL91* on a :

$$A_s, \min \geq 0.23 \times b \times d \times f_{tj}$$

**fe(cm<sup>2</sup>)**

$$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 500 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4 = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } A_s, \min \geq 0.23 \times 5 \times 3,6 \times \frac{2,22}{400}$$

Alors:

$$A_{s_{\min}} = 229,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition de non fragilité est vérifiée.}$$

**XI.5.2.2. Armatures transversales :**

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA par :

**a) Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \min [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25 d]$$

Avec :

**d** : hauteur utile,

**$\Phi_t$**  : diamètre des armatures transversales.

**$\Phi_l$**  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$S_t = \min [(24 \times 1,6) ; (8 \times 0,25) ; (0,25 \times 0,9 \times 4)] = \min [38,4 ; 20 ; 90] = 20 \text{ cm}$$

**b) Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (\text{mm})}{100}$$

Avec :

**$S_t$**  : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

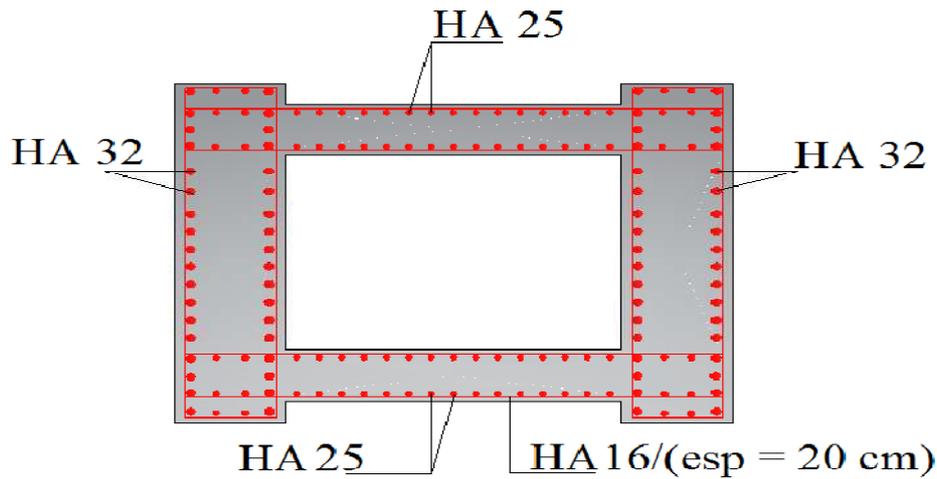
**$A_L$**  : est la section totale des armatures longitudinales,

**$f_{el}, f_{et}$**  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{1350 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 168,75 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_t = 168,88 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 84 \text{ HA } \Phi 16.$$



**Fig. XI.8 : Ferrailage de la section de la pile**

### **XI.5.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 3 \times H \times \left( \frac{1 - (2 \times P_{\text{pile}})}{\pi \times N} \right)^{1/2}$$

Les caractéristiques géométriques de la pile sont :

$$I = 35,36 \text{ m}^4, S = 11,6 \text{ m}^2, H = 18,94 \text{ m}$$

Le poids de la pile :  $P_{\text{pile}} = 437,22 \text{ t}$

Les efforts transmis par le tablier :  $N_u = 3\,349,531 \text{ t.}$

$$L_f = 3 \times 18,94 \times \left( \frac{1 - (2 \times 437,22)}{3,14 \times 3349,531} \right)^{1/2} = 52,23 \text{ m}$$

Le rayon de gyration:  $i = (I/S)^{1/2} = (35,36/11,6) = 1,75$

L'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{52,33}{1,75} = 29,90$

$\lambda < 50$  donc **pas de risque** de flambement.

## XI.6. Etude et ferrailage de la semelle :

### XI.6.1. Caractéristiques de la semelle :

Longueur **L = 12.80m.**

Largeur **B = 9.20 m.**

Epaisseur **E = 2.00 m.**

Poids propre de la semelle : **12,8 x 9,20 x 2 x 2,5 = 588.8 t.**

#### • *Conditions normales :*

$N_{\max} = 5\,265,054\text{t.}$

$M_{\max} = 1\,534,974\text{ t.m.}$

#### • *Conditions sismiques :*

$N_{\max} = 3\,900,04\text{ t.}$

$M_{\max} = 17\,475,255\text{ t.m.}$

### XI.6.2. Détermination du nombre des pieux :

#### • Capacité portante des pieux :

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 550 t

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{5\,500,473}{550} = 10,01$$

**Effort maximal** = V + Poids de la pile + Poids de la semelle + Poids des terres  
 = 3 349,531 + 437.22 + 909,2 + 588.8 = 5284.75 t

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à **12.**

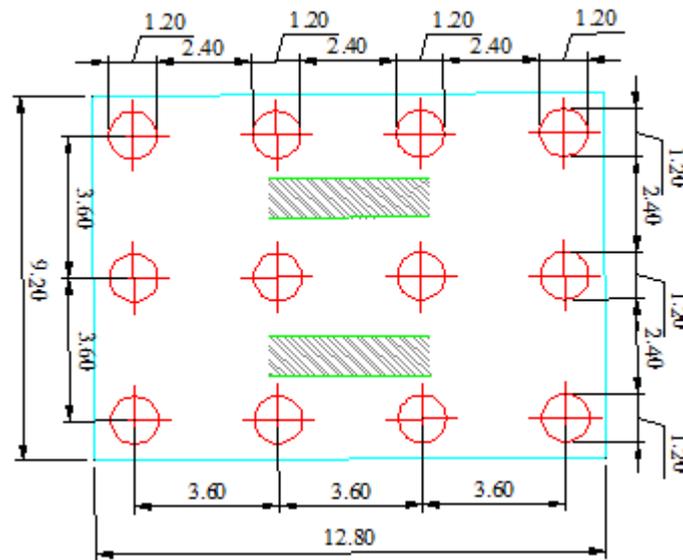
### XI.6.3. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (**XOY**), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$



**Fig. XI. 9 : Vue en plan de la semelle**

• **Condition normale :**

$$N_I = \frac{5\,265,054}{12} + \frac{1534,974 \times 5,4}{((1,8)^2 \times 8 + (5,4)^2 \times 8)} = 361,04 \text{ t}$$

$$N_I = \frac{5\,265,054}{12} - \frac{1534,974 \times 5,4}{((1,8)^2 \times 8 + (5,4)^2 \times 8)} = 297,087 \text{ t}$$

• **Condition sismique**

$$N_I = \frac{3900,04}{12} + \frac{17475,255 \times 5,4}{(1,8)^2 \times 8 + (5,4)^2 \times 8} = 446,013 \text{ t}$$

$$N_I = \frac{3900,04}{12} - \frac{17475,255 \times 5,4}{(1,8)^2 \times 8 + (5,4)^2 \times 8} = 41,493 \text{ t}$$

On constate que :  $R_{\max} = 446,013 < 450 \text{ t}$  (condition de poinçonnement **vérifiée**)

$R_{\min} = 41,493 > 0$  (condition de non soulèvement **vérifiée**)

#### **XI.6.4. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles) :**

##### **XI.6.4.1. Armatures transversales inférieures :**

D'après document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{[(L/2) - (b/4)]}{d}$$

Avec :

$$L = 10,8 \text{ m,}$$

$$b = 5 \text{ m,}$$

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 5\,265,054 \text{ t}$$

$\sigma_s$  : La contrainte limite à la traction

On a le moment est donné par la formule suivante :  $M = N_{\max} \cdot [(L/2) - (b/4)]$

$$M_{\max} = 4,15 \times N_{\max}$$

$$\sigma_a = 2/3 \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{361,04}{26667} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0288 \text{ m}^2 \quad A_1 = 288 \text{ cm}^2.$$

b) Condition sismique :

$$\sigma_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{446,013}{40000} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0237 \text{ m}^2 \quad A_2 = 237 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_1 = 288 \text{ cm}^2$ .

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section (boxh) avec :

$$b_0 = \Phi + h_{\text{semelle}} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$A_s / b_0 = 288 / 3,2 \Rightarrow A_{si} = 90 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 19 \text{ HA } \Phi 25 \text{ (} A_{si} = 92,27 \text{ cm}^2 \text{)}$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{\min} = 79,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité est vérifiée

d) L'espacement :

$$S_t = \frac{\Phi + H - C}{n - 1}$$

Où :  $n$  : Nombre de barre = barres.

$c$  : Enrobage = 5 cm.

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{19 - 1} = 0,175 \text{ m.}$$

On prend:  **$S_t = 17 \text{ cm.}$**

#### **XI.6.4.2. Armatures de répartition :**

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92,27}{3} = 30,76 \text{ cm} = 30,76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA  $\Phi$ 20/ ml ( $A_1=31,42 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 15\text{cm.}$**

#### **XI.6.4.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_r = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92,27}{3} = 30,76 \text{ cm} = 30,76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA  $\Phi$ 20/ ml ( $A_1=31,42 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 15\text{cm.}$**

#### **XI.6.4.4. Armatures de construction :**

##### **a) Armatures transversales supérieures :**

$$A_{ts} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{92,27}{10} = 9,227 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA  $\Phi$ 16/ml ( $A_{ts}= 10,05 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 20\text{cm.}$**

##### **b) Armatures longitudinales supérieures :**

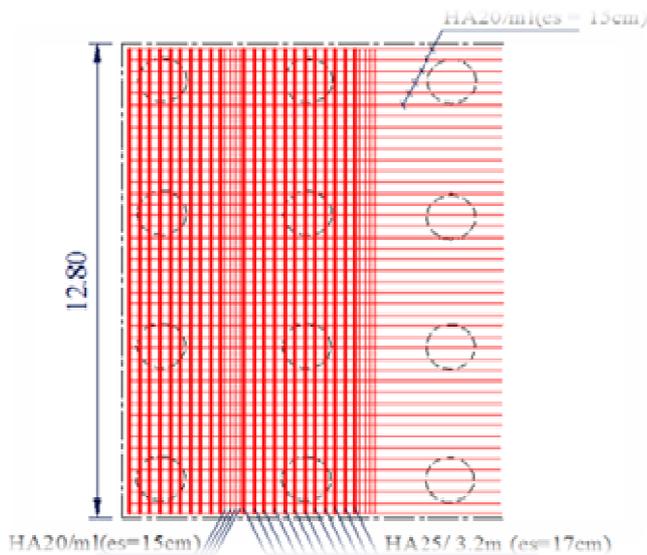
$$A_{ls} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{92,27}{3} = 30,76 \text{ cm} = 30,76 \text{ cm}^2$$

Soit: **10HA  $\Phi$ 20/ ml ( $A_{1s}=31,42 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 15\text{cm}$**

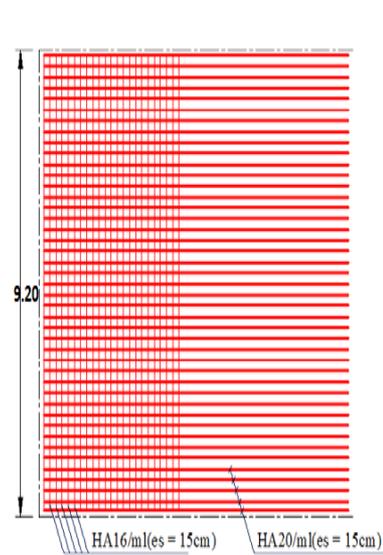
##### **c) Armatures latérales :**

$$A_{la} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{92,27}{10} = 9,227 \text{ cm}^2$$

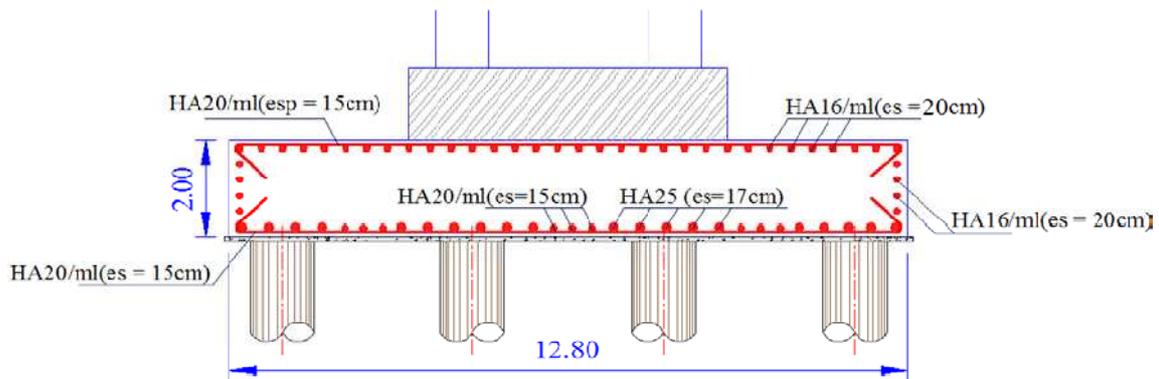
Soit : **5HA  $\Phi$ 16/ml ( $A_{la}= 10,05 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 20\text{c}$**



**Fig.XI.10 : Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)**



**Fig.XI.11 : Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)**



**Fig.XI.12 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale)**

## **XI.7. Etude et ferrailage des pieux :**

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au sol support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

### **XI.7.1. Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4<sup>eme</sup> degré :

$$\frac{EI d^4Y}{D^4X} + C_u by = 0$$

b : diamètre des pieux,

C<sub>u</sub> : module de réaction du sol,

y : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \frac{4\sqrt{4EI}}{4\sqrt{Cub}}$

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

### XI.7.1.1. Calcul de $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{4\sqrt{Cub}}{4\sqrt{4EI}}$$

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$

$C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^3.$

$E$  : module d'élasticité du béton.  $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \frac{4\sqrt{Cub}}{4\sqrt{4EI}} = \frac{4\sqrt{35 \times 1,2}}{4\sqrt{4 \times 33000 \times 0,1017}} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**.

Donc :

$$\lambda L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

### XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu :

#### • Condition normale :

$$H = 81,240 \text{ t} \quad P = \frac{H}{12} = \frac{81,240}{12} = 5,078 \text{ t/pieu.}$$

#### • Condition sismique :

$$H = 769,835 \text{ t} \quad P = \frac{H}{12} = \frac{769,835}{12} = 48,115 \text{ t/pieu.}$$

### XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (X_{\theta M} \times \frac{M}{\lambda}) + (\frac{P}{\lambda^2} \times X_{\theta P})$$

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (X_{\theta M} \times M) + (\frac{P}{\lambda} \times X_{\theta P})$$

**M** : Moment en tête du pieu

**P** : Effort horizontal en tête du pieu

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement égale à  $1/\alpha$

**X<sub>θM</sub>, X<sub>θP</sub>** : Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI\theta = (X_{\theta M} \times \frac{M}{\lambda}) + (\frac{P}{\lambda^2} \times X_{\theta P}) = 0 \Rightarrow M = \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda}$$

• **Détermination des coefficients X<sub>θP</sub> , X<sub>θM</sub>**

- $\lambda L = 2 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.35$  ,  $X_{\theta M} = 1.69$
- $\lambda L = 3 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.16$  ,  $X_{\theta M} = 1.48$

Donc :

$$\lambda L = 2.895 \Rightarrow X_{\theta P} = 1.19, X_{\theta M} = 1.513$$

• **Condition normale :**

$$P = 5,078 \text{ t/pieu} \Rightarrow M = -16.852 \text{ t.m}$$

• **Condition sismique :**

$$P = 48,115 \text{ t/pieu} \Rightarrow M = -159.676 \text{ t.m}$$

### XI.7.2. Ferrailage des pieux :

#### XI.7.2.1. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

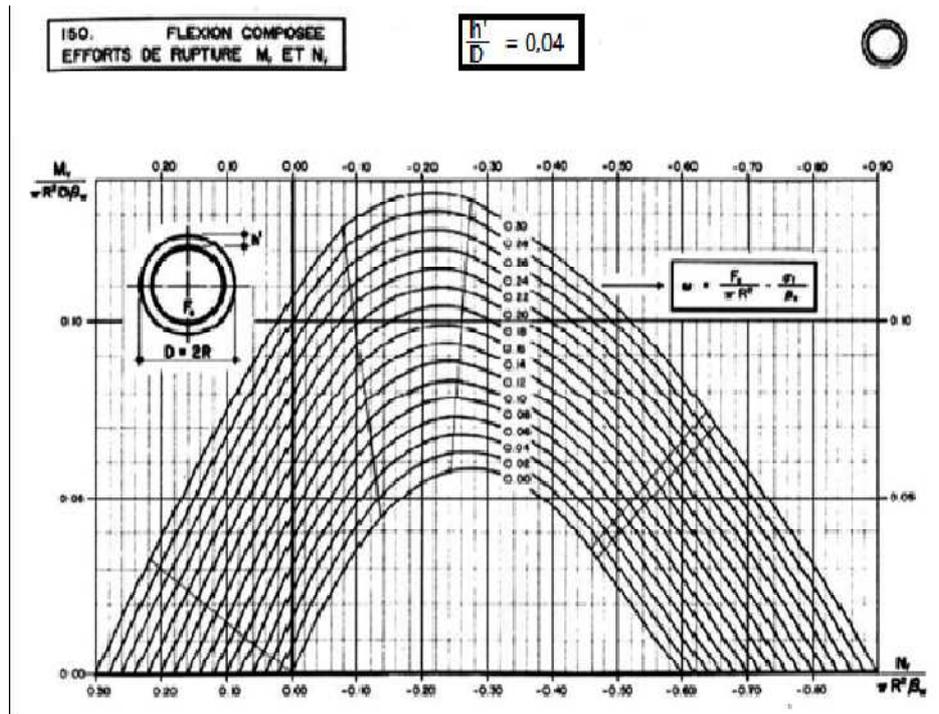


Fig. XI.13 : Abaque de Walther

**a) Données d'entrée de l'abaque :**

$N_{min} = 41,493 \text{ t.}$   
 $M_{max} = - 159,676 \text{ t.m.}$

**b) Définition des armatures :**

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$$

D : diamètre du pieu  
 h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{159,676}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = 0,044$$

$$\frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{Nr \cdot 159,676}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = 0,014$$

Où :

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ).

R : rayon du pieu.

$M_r = M_{max} = 159.676 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{min} = 41,493 \text{ t.}$

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0,12$

$\omega$  : Degré mécanique des armatures totales.

$$\text{On a de l'abaque : } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta w}$$

$F_a$  : la section des armatures.

$\sigma_f = 400$  MPa (on utilise des FeE400).

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta w} = 0,12$$

$$F_a = \frac{0,12 \times \pi R^2 \times \beta w}{\sigma_f} = \frac{0,12 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 91,562 \text{ cm}^2$$

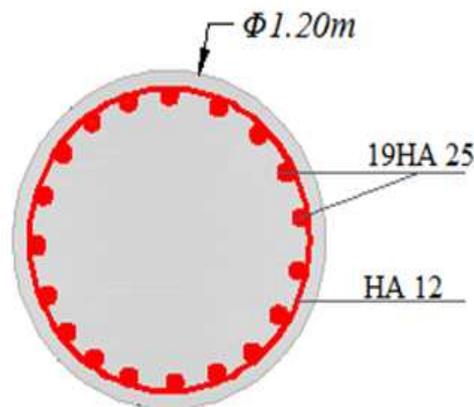
Donc on prend **19 HA  $\Phi 25$**  ( $A_s = 92,27 \text{ cm}^2$ ).

$$F_a = \frac{2 \times \pi \times R}{n} = \frac{0,12 \times 3,14 \times 0,6}{19} = 19,83 = 20 \text{ cm}^2$$

### XI.7.2.2. Ferrailage transversal :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.



**Fig. XI.14 : Ferrailage du pieu.**

## **X. Introduction :**

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

### **XII.1. Choix de la Morphologie :**

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux (Culée remblayée), la culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Deux murs latéraux (murs cachent) du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

## XII.2. Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 1 (gauche)	Culée 2 (droite)
Cote projet (m)	<b>122.80</b>	<b>124.91</b>
Cote de la fondation (m)	<b>115.42</b>	<b>117.73</b>
Hauteur de la culées (m)	<b>7.38</b>	<b>7.18</b>
Hauteur de mur de front (m)	<b>3.83</b>	<b>3.63</b>

Tab.XII.1: Implantation de la culée

## XII.3. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée gauche vers Bouira), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

### XII.3.1. Mur de garde grève :

La hauteur h du mur de garde grève est déterminée comme suit :

$h = \text{hauteur de voussoir sur culée} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui.}$

$$h = 3.55\text{m}$$

L'épaisseur du mur est :  $e = \max(0.3\text{m} ; h/8) = (0.3\text{m} ; 0.44\text{m}) = 0.45\text{m}$   $e = 0.45\text{m}$

La longueur du mur garde grève est :  $L = 13 \text{ m}$

### XII.3.2. Le mur de front :

La hauteur de mur frontale est :  $h = 3.83\text{m}$

L'épaisseur de mur est : on prend l'épaisseur  $e = 3.05 \text{ m}$

La longueur de mur frontale est :  $L = \text{la largeur de tablier, donc } L = 13.00 \text{ m}$

### XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent) :

La hauteur du mur est :  $h = h_{MGG} - h_{\text{Corniche}}$  (à l'extrémité encastrée)  $h = 3.3 \text{ m}$

L'épaisseur du mur latéral est :  $e = 2.35 \text{ m}$ .

La longueur du mur latéral est :  $L = 2.5 \text{ m}$ .

### XII.3.4. Les murs en retour :

La hauteur de mur est : celle de la culée  $h = 7.38 \text{ m}$

L'épaisseur du mur en retour est :  $e = 80 \text{ cm}$ .

La longueur de murs est :  $L = 1.65 \text{ m}$ .

### XII.3.5 Dalle de transition :

La longueur de la dalle est :  $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6H)]$

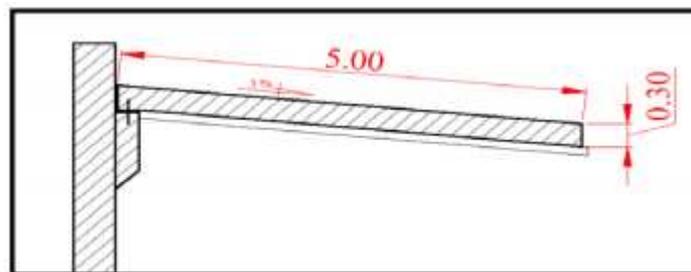
H : étant la hauteur du remblai  $H = 7.38 \text{ m}$ .

Donc :  $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 4.43 \text{ m})]$

Soit :  $L = 5 \text{ m}$ .

L'épaisseur de la dalle de transition généralement est :  $e = 30 \text{ cm}$

La dalle de transition suit une pente de  $P = 3\%$ .



**Fig. XII.1 : Dalle de transition.**

### XII.3.6. La semelle :

On prend :

L'épaisseur de la semelle est :  $e = 2 \text{ m}$ .

La longueur de la semelle est :  $L = 13,80 \text{ m}$ . (Quatre pieux de  $1.2 \text{ m}$  de diamètre)

La largeur de la semelle est :  $B = 5.6 \text{ m}$ . (Deux pieux de  $1.2 \text{ m}$  de diamètre)

### XII.3.7. Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier est :  $L = \text{largeur du pont} - 2x$  (épaisseur de mur cache)

Donc :

$$L = 8.30\text{m.}$$

La largeur du sommier est :  $B = 2.50 \text{ m.}$

Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend  $d = 50 \text{ cm.}$

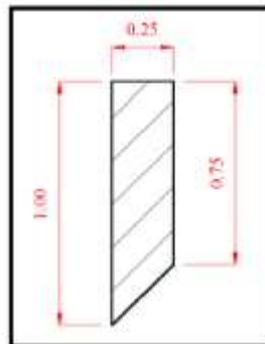
### XII.3.8. Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.

Il a une forme de trapèze ayant une base de **1m**, une petite base de **75cm** et une hauteur de **25cm**.

La largeur de corbeaux est :  $L = \text{longueur du mur garde grève} - 2x$  (Épaisseurs du mur en retour)

Donc :  $L = 11.40\text{m.}$



**Fig. XII.2 : Les corbeaux.**

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants :

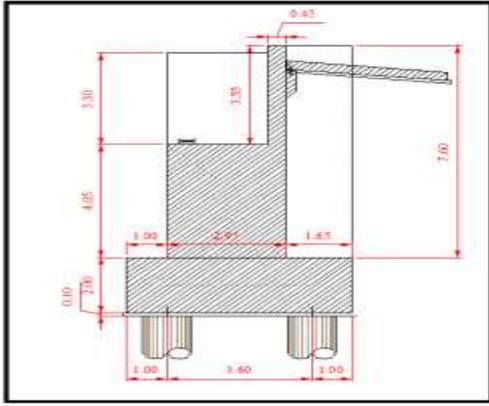


Fig. XII.3 : Les dimensions de la culée.

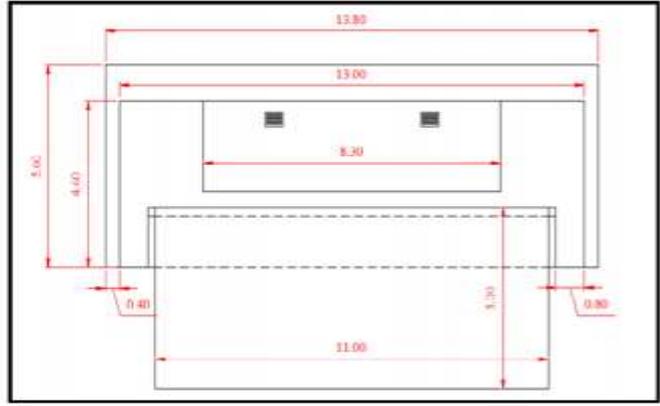


Fig. XII.4 : Vue en plan de la culée

**XII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée :**

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

**XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée :**

Conditions normales :  $K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ab} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\phi = 30$  : Angle de frottement interne.

$\delta = 0$  : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton).

$\alpha = 0$  : Fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$  : Angle de talus.

$\theta$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left( \frac{\epsilon H}{1 \pm \epsilon V} \right)$$

K : coefficient caractérisant le séisme :

$$k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$\varepsilon_H = 0,1$  : accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0,07$  : accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal :  $H_s = \varepsilon_H \cdot G$ .

L'effort sismique vertical :  $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

En conditions sismiques on prend :

$\varepsilon_H = 0,1$  et  $\varepsilon_V = 0,07$

$\varepsilon_H = 0,1$  et  $\varepsilon_V = 0,00$

$\varepsilon_H = 0,1$  et  $\varepsilon_V = -0,07$

Pour les conditions normales :

$\varepsilon_H = \varepsilon_V = 0,00$        $K = 1$        $\theta = 0^\circ$        $K_{ah} = 0.33$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action de séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
Condition normale	1 cas	<b>00.0</b>	<b>0.00</b>	<b>1.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.333</b>
Vertical ↓+ horizontal	2 cas	<b>0.10</b>	<b>0.07</b>	<b>1.075</b>	<b>5.34</b>	<b>0.420</b>
Horizontal	3 cas	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>	<b>1.005</b>	<b>5.71</b>	<b>0.395</b>
Horizontal ↑+vertical	4 cas	<b>0.10</b>	<b>-0.07</b>	<b>0.935</b>	<b>6.14</b>	<b>0.374</b>

**Tab.XII.2: Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.**

### **XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité  $q = 1 \text{ t/m}^2$ , qu'on majore par 20 %.

$P = q \cdot S$

Avec :

$S$  : surface de contact.

**q** : Poussée des terres agissant sur une hauteur **H** et sur une largeur **L** :

$$P = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma H^2 \cdot L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$ , poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

**M<sub>s</sub>** : désigne le moment stabilisant

**M<sub>r</sub>** : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontal $\times \epsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) P$	Bras de levier $\ll H \gg$	Bras de levier $\ll V \gg$	Moment de renverseme nt $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Mur de garde grève	$0,45 \times 3,55 \times 13 \times 2,5$	0	51,92	3,7	7,8	0	193,402
	51,92	5,192	55,5544	3,7	7,8	40,6274	206,9401
	51,92	5,192	51,92	3,7	7,8	40,6274	193,402
	51,92	5,192	48,2856	3,7	7,8	40,6274	179,8639
Corbeau	$(0,19 + 0,03) \times 11,4 \times 2,5$	0	6,27	4,1	8,3	0	25,55025
	6,27	0,627	6,7089	4,1	8,3	5,17902	27,33877
	6,27	0,627	6,27	4,1	8,3	5,17902	25,55025
	6,27	0,627	5,8311	4,1	8,3	5,17902	23,76173
Mur frontal	$2,95 \times 4,05 \times 13 \times 2,5$	0	388,29	2,5	4	0	961,0178
	388,29	38,829	415,4703	2,5	4	156,2867	1028,289
	388,29	38,829	388,29	2,5	4	156,2867	961,0178
	388,29	38,829	361,1097	2,5	4	156,2867	893,7465
Mur cache	$(2,35 \times 3,3 \times 2,5 \times 2,5) \times 2$	0	96,94	2,3	7,8	0	218,115
	96,94	9,694	103,7258	2,3	7,8	75,85555	233,3831
	96,94	9,694	96,94	2,3	7,8	75,85555	218,115
	96,94	9,694	90,1542	2,3	7,8	75,85555	202,847
Mur en retour	$(0,8 \times 7,6 \times 1,65 \times 2,5) \times 2$	0	50,16	4,8	5,8	0	239,514
	50,16	5,016	53,6712	4,8	5,8	29,0928	256,28
	50,16	5,016	50,16	4,8	5,8	29,0928	239,514
	50,16	5,016	46,6488	4,8	5,8	29,0928	222,748

**Tab.XII.3: Calcul des moments et des efforts globaux.**

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontaux $\epsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V)P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$	
Semelle	2*13,8*5,6 *2,5	0	386,4	2,8	1	0	1081,92	
	386,4	38,64	413,448	2,8	1	38,64	1157,654	
	386,4	38,64	386,4	2,8	1	38,64	1081,92	
	386,4	38,64	359,352	2,8	1	38,64	1006,186	
Dalle de transition	0,3*5*11 *2,5	0	41,25	6,5	8,9	0	275,7375	
	41,25	4,125	44,138	6,5	8,9	37,83375	295,0391	
	41,25	4,125	41,25	6,5	8,9	37,83375	275,7375	
	41,25	4,125	38,363	6,5	8,9	37,83375	256,4359	
Poids des terres sur D-T	0,9 *5*11,4*1,8	0	92,34	6,5	9,3	0	595,593	
	92,34	9,234	98,8038	6,5	9,3	85,8762	637,2845	
	92,34	9,234	92,34	6,5	9,3	85,8762	595,593	
	92,34	9,234	85,8762	6,5	9,3	85,8762	553,9015	
Poids des terres sur la semelle	1,65*11,4*7,6*1,8	0	257,32	4,8	5,8	0	1228,703	
	257,32	25,732	275,3324	4,8	5,8	149,2456	1314,712	
	257,32	25,732	257,32	4,8	5,8	149,2456	1228,703	
	257,32	25,732	239,3076	4,8	5,8	149,2456	1142,694	
Poids des surcharges	5*11,4*1,2	0	68,4	6,5	6,9	0	441,18	
	68,4	6,84	73,188	6,5	6,9	47,196	472,0626	
	68,4	6,84	68,4	6,5	6,9	47,196	441,18	
	68,4	6,84	63,612	6,5	6,9	47,196	410,2974	
Poussée des terres	Mur GG	0,5*(7,6) <sup>2</sup> *11,4*1,8*0,333	197,34	/	/	4,5	893,9502	/
	GG + Mur frontal	0,5*(7,6)*11,4*1,8*0,420	248,9	/	/	4,5	1127,517	/
		0,5*(7,6)*11,4*1,8*0,395	234,08	/	/	4,5	1060,382	/
		0,5*(7,6)*11,4*1,8*0,374	221,64	/	/	4,5	1004,029	/
	Semelle	0,5*(2)*13,8*1,8*0,333	16,54	/	/	0,7	11,0818	/
		0,5*(2)*13,8*1,8*0,420	20,87	/	/	0,7	13,9829	/
		0,5*(2)*13,8*1,8*0,395	19,62	/	/	0,7	13,1454	/
		0,5*(2)*13,8*1,8*0,374	18,58	/	/	0,7	12,4486	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	1,2*7,6*11,4*0,333	34,621	/	/	5,8	200,8018	/
		1,2*7,6*11,4*0,42	43,67	/	/	5,8	253,286	/
		1,2*7,6*11,4*0,395	41,07	/	/	5,8	238,206	/
		1,2*7,6*11,4*0,374	38,88	/	/	5,8	225,504	/
	Semelle	1,2*2*13,8*0,333	11,03	/	/	1	11,03	/
		1,2*2*13,8*0,42	13,91	/	/	1	13,91	/
		1,2*2*13,8*0,395	13,08	/	/	1	13,08	/
		1,2*2*13,8*0,374	12,38	/	/	1	12,38	/
Totaux	1 cas	259,531	1440,79	/	/	1116,864	5260,733	
	2 cas	471,429	1541,6453	/	/	2074,529	5628,984	
	3 cas	451,929	1440,79	/	/	1990,647	5260,733	
	4 cas	435,559	1339,9347	/	/	1920,195	4892,481	

Tab.XII: Calcul des moments et des efforts globaux.

**XII.4.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.5 \text{ conditions normales.}$$

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.0 \text{ conditions sismiques.}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5 \quad \text{conditions normales.}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.0 \quad \text{conditions sismiques.}$$

Cas	V(t)	H(t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{Ms}{Mr}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$
1	1440.8	259.531	1116.9	5260.7	4.7	3.20
2	1541.65	471.43	2074.5	5629	2.7	1.9
3	1440.8	452	1990.6	5260.8	2.6	1.9
4	1340	435.6	1920.2	4892.5	2.56	1.8

**Tab.XII.4: Résultats du calcul de la poussée à vide.**

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

## **XII.5. Ferrailage des éléments de culée :**

### **XII.5.1.Mur de garde grève :**

D'après le document SETRA PP73 appuis des tabliers.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- **Poussée des terres.**
- **Poussées des charges locales.**
- **Effort de freinage.**

Le mur garde grève est suppose encastre a la base dans les calculs de béton armé.

#### **XII.5.1.1.Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève :**

a) **Poussée des terres :**

$$M_{pt} = P \times h/3 \quad \text{avec : } P = 0.5 \gamma h^2 K_a$$

Et :  $K_a = 0,33$  : coefficient de poussée.

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du remblai.

$h = 3,55 \text{ m}$  : hauteur du mur garde grève.

Donc :  $M_{pt} = 4,47 \text{ t.m}$

$M_{ptu} = 1,35 \times 4,47 = 6,03 \text{ m.t}$  à l'ELU.

$M_{ptser} = 4,47 \text{ m.t}$  à l'ELS.

### b) Moment dû à la poussée des charges locales :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de **6t** chacune des deux camions accèdes, places d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (**02 roues de 6t distantes de 0.5 m**) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de **12t** répartie sur un rectangle de (**0.25m x 0.75m**).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à  $45^\circ$  latéralement et en arrière du mur.

Les rectangles sont de dimension  $0,25 \times 0,75 \text{m}^2$ .

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface  $\Phi$  donnée par :

$$\phi = \frac{12}{0,25 \times 0,75} = 64 \text{ t}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec :  $K = K_a h \times B_c \times \delta \times \mu$

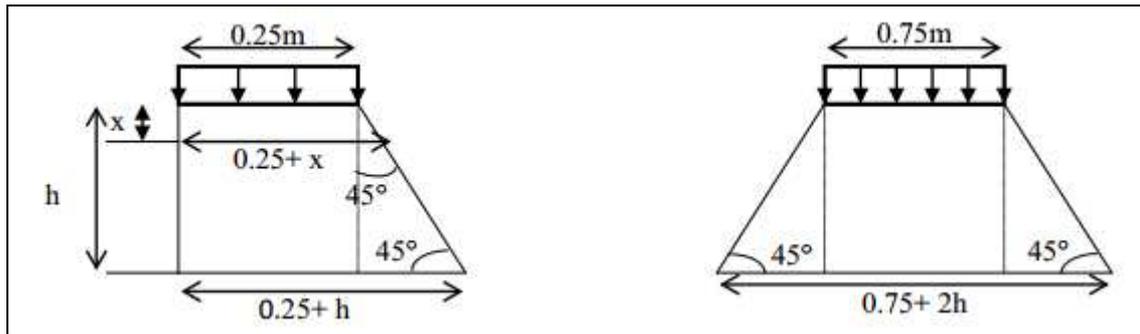
$ah = 0,333$

$B_c = 0,95$  : pour un pont de première classe avec de trois voie chargées.

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$\mu$  : Coefficient de pondération  $\delta = 1,6$  à L'ELU

$\delta = 1,2$  à L'ELS



**Fig. XII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.**

Dans ce cas on a :

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h+0,25) \times \ln(0,25+x) - x]_0^h$$

$$\int_0^{3.55} \frac{h-x}{0.25+x} dx = 6.79 \text{ et } K = 0.333 \times 0.95 \times 1 \times \mu$$

$$K=0,51 \text{ a l'ELU}$$

$$K=0,38 \text{ a l'ELS}$$

$$\text{Donc : } M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \times 6.79$$

$$M_{pu} = 5,29 \text{ t.m a l'ELU}$$

$$M_{pser} = 3.94 \text{ t.m a l'ELS}$$

**c) Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

$$M_f = \frac{2\mu.P.H}{0.25+2H} \text{ avec : } \delta : \text{ Coefficient de pondération } \begin{cases} \delta = 1.6 \text{ à L'ELU} \\ \delta = 1.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$$

On considère un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 3.55}{0.25 + 2 \times 3.55} = 9.27 \text{ m.t à l'ELU.}$$

$$M_{fser} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 3.55}{0.25 + 2 \times 3.55} = 6.95 \text{ m.t à l'ELS.}$$

**d) Combinaison d'action :**

**A l'E.L.U:**

$$M_u = 1.35 MG + 1.6 MQ$$

$$M_u = 6,03 + (5,29 + 9,27) = 20,59 \text{ t.m}$$

**A l'ELS:**

$$M_{ser} = MG + 1.2 \times MQ$$

$$M_{ser} = 4,47 + (3,94 + 6,95) = 15,36 \text{ t.m}$$

### **XII.5.1.2.Ferraillage :**

#### **a) Ferraillage verticale :**

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastree dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,45 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,405 \text{ m.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 15,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la vérification à l'ELS a donnée une section de  $21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend **7HA20/ml**, pour  $A_s = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $e_s = 12 \text{ cm}$ .

#### **b) Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.405}{400} \Rightarrow A_{min} = 5.17 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  **La CNF est vérifiée.**

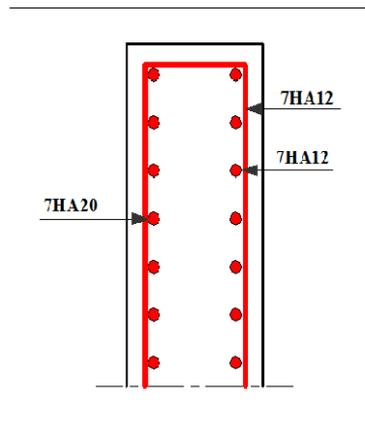
Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

**7HA12 (7,92 cm<sup>2</sup>/ml)**, avec même espacement que la nappe inférieure espacement de **12 cm**.

#### **c) Les armatures de répartition :**

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **7HA12 (7.92 cm<sup>2</sup>/ml)**, avec un espacement de **12 cm**



**Fig. XII.6 : Ferrailage du mur garde grève**

### **XII.5.2. La dalle de transition :**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

#### **XII.5.2.1.Evaluation des efforts :**

Poids propre de la dalle :  $0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2$ .

Revêtement :  $2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$ .

Remblai :  $1,8 \times 0.6 = 1,08 \text{ t/m}^2$ .

Surcharges :  $1,20 \text{ t/m}^2$  (surcharges sur remblai).

Type de Charge	Q(t/ml)	Moment (t.m/m <sup>2</sup> )	Effort Tranchant(t)
Poids Propre	0.75	2.34	1.875
Revêtement	0.176	0.55	0.44
Remblai	1.08	3.375	2.7
Surcharge	1.2	3.75	3

**Tab.XII.5: Evaluation des efforts**

#### **• Combinaison d'action**

##### **A l'E.L.U**

**Moment :**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 1,35(2,34+0,55+3,375) + 1,6(3,75) = 14,46 \text{ t.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u = 1.35 T_G + 1.6 T_Q$$

$$T_u = 1,35(1,875+0,44+2,7) + 1,6(3) = \mathbf{11,57 \text{ t}}$$

### A l'ELS

#### **Moment :**

$$M_{ser} = MG + 1,2 \times MQ$$

$$M_{ser} = 6,265 + 1,2 (3,75) = \mathbf{10,77 \text{ t.m}}$$

#### **Effort tranchant :**

$$T_{ser} = MG + 1,2 \times MQ$$

$$T_{ser} = 5,015 + 1,6(3) = \mathbf{9,82 \text{ t.}}$$

### XII.5.2.2.Ferraillage :

#### a) Ferraillage verticale :

Ce ferraillage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,30 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,27 \text{ m.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 18,17 \text{ cm}^2$ , (la vérification à l'ELS a donnée une section de  $24,54 \text{ cm}^2$ )

Donc on prend **5HA25 /ml**, pour  $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de **18 cm**.

#### b) Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,27}{400}$$

$$A_{min} = 3,45 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  La CNF est vérifiée.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

**5HA16/ml** ( $10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de **18 cm**.

#### c) Vérification à l'effort tranchant : (fissuration très préjudiciable)

On doit vérifier que  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau_u}$  : Contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{0.1157}{1 \times 0.27} = 0.428 \text{ MPa.}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

Pour les armatures droites :

$$\overline{\tau_u} = \min (4 \text{ MPa} ; 0,10f_{c28}) = 2,7 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{Vu \times b}{0.8 \times d \times f_e} = \frac{0.1157 \times 1}{0.8 \times 0.27 \times 400} = 0.132 \text{ cm.}$$

$S_t$ : C'est l'espace entre les armatures.

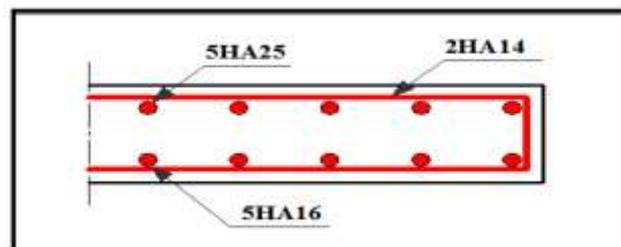
$$S_t = \min [0,9d; 40\text{cm}] = 24,3 \text{ cm. Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = 20 \times 0,13 = 2,6 \text{ cm}^2$$

d) Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4 b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm Avec : } S_t = 20 \text{ cm et } A_t > 2.6 \text{ cm}^2.$$

Soit 2 cadres de HA14 pour  $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ .



**Fig. XII.7 : Ferrailage de la dalle de transition**

### XII.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

**XII.5.3.1.Evaluation des efforts :**

- Réaction due a la dalle de transition :.....  $R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,3 \times 5 \times 2,5}{2} = 1,88 t$
- Réaction des poids des terres :.....  $R_2 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,6 \times 5 \times 1,8}{2} = 2,7 t$
- Réaction due au revêtement :.....  $R_3 = \frac{0,08 \times 5 \times 2,2}{2} = 0,44 t$
- Poids propre du corbeau :.....  $R_4 = 0,22 \times 2,5 \times 1 = 0,55 t$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = \frac{q \times L}{2} = \frac{5 \times 1,2}{2} = 3 t$

**• Combinaison d'action :****Réactions :**

$$RELU = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 12,32 t$$

$$RELS = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 9,17 t$$

**Moments :**

$$MELU = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,14 = 1,72 t.m$$

$$MELS = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,14 = 1,28 t.m.$$

**XII.5.3.1.Ferraillage :****a) Ferraillage verticale :**

Ce ferraillage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,25 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,225 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la vérification à l'ELS a donnée une section de  $6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

Donc on prend **6HA12/ML**, pour  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de **15 cm**.

**b) Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,225}{400}$$

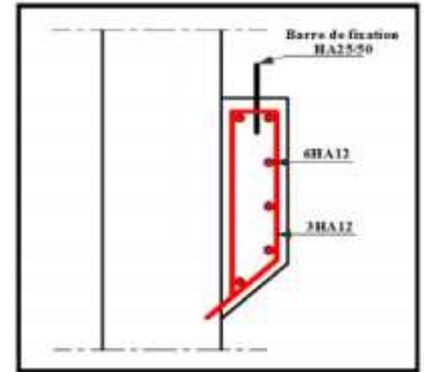
$$A_{min} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  La CNF est vérifiée.

### c) Les armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{6.79}{3} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **3HA10/ml** ( $2.36 \text{ cm}^2$ ).



**Fig. XII.8 : Ferrailage du corbeau**

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de **HA25/50** tous les **1 m**.

## XII.5.4. Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à **1m** de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de **4t** et une charge horizontale de **2t**.

### XII.5.4.1. Evaluation des efforts :

#### a) Efforts horizontaux :

$$\text{Poussée des terres : } P_t = 0.5 K_{ah} \gamma h^2 = 0.5(0.333 \times 1.8 \times 7.6^2) = 17.31 \text{ t.}$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } P_{sr} = 0.333 \times 1.2 \times 7.6 = 3.04 \text{ t.}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } P_{sc} = 2 \text{ t.}$$

#### a.1) Détermination des moments :

$$\text{Poussée des terres : } M_t = 17,31 \times \frac{7.6}{3} = 43,85 \text{ t.m.}$$

$$\text{Poussée des surcharges de remblais : } M_{sr} = 3,04 \times 2,53 = 7,70 \text{ t.m.}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = 2 \times 7.6 = 15.2 \text{ t.m.}$$

#### • Les combinaisons :

$$\text{A L'ELU : } M_u = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 95,84 \text{ t.m}$$

A L'ELS :  $M_{ser} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 71 \text{ t.m}$

**b) Efforts Verticaux :**

Poids propre du mur :=  $0,8 \times 7,6 \times 1,65 \times 2,5 = 25,08 \text{ t}$ .

Poussée de la surcharge concentrée : **(4t)  $P_{sc} = 4 \text{ t}$** .

Poids de la superstructure :  $P_{st} = 0,8 \times 0,08 \times 2,2 = 0,14 \text{ t}$ .

**b.1) Détermination des moments :**

Poids propre du mur :  $M_G = 25,08 \times 3,8 = 95,30 \text{ t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $M_{sc} = 4 \times 3,8 = 15,2 \text{ t.m}$

Poids de la superstructure :  $M_{st} = 0,14 \times 7,6 = 1,06 \text{ t.m}$ .

• **Les combinaisons**

A L'ELU :  $M_u = 1,35M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 154,67 \text{ t.m}$ .

A L'ELS :  $M_{ser} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 114,81 \text{ t.m}$ .

**XII.5.4.2.Ferraillage :**

**a) Ferraillage verticale :**

Ce ferraillage se fait en flexion simple ,et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :  **$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ;  $h = 0,80 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$ .**

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section:  **$A_s = 39,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$** , la vérification à l'ELS à donnée une section de  **$56,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$** )

Donc on prend **7HA32/ML**, pour  **$A_s = 56,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$**  avec un espacement de **11 cm**.

**b) Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,72}{400}$$

$$A_{min} = 9,19 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  La CNF est vérifiée.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

7HA20/ml (21,99 cm<sup>2</sup>), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

b) Les armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{56,30}{3} = 18,77 \text{ cm}^2.$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 7HA20/ml (21.99cm<sup>2</sup>), avec un espacement de 12 cm.

d) Ferraillage de suspension :

$$M_U = 93,73 \text{ t.m/ml.}$$

Ce ferraillage se fait en flexion simple

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0,80 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,72 \text{ m}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :

$A_s = 38,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la vérification à l'ELS a donné une section de  $56,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend 7HA32/ML, pour  $A_s = 56,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 11 cm.

e) Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

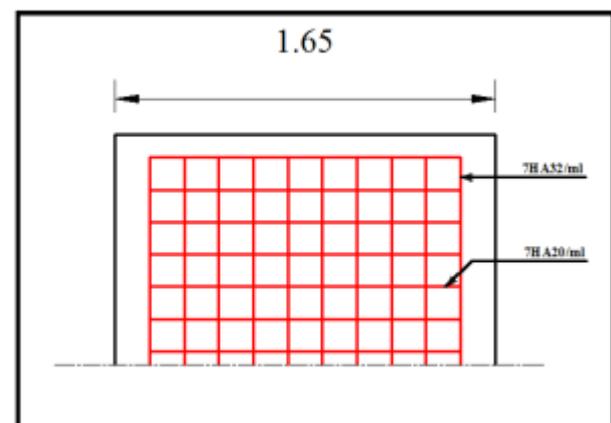
$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,72}{400} \quad A_{min} = 9,19 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  La CNF est vérifiée.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend :

7HA20/ml (21,99 cm<sup>2</sup>), avec même espacement de 12 cm.



**Fig. XII.9 : Ferraillage du Mur en retour**

### XII.5.5. Mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée il est sollicité par :

#### XII.5.5.1. Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Poids propre du corbeau, de mur garde grève de mur cache de mur en retour et de dalle de transition
- Leur poids propre.

**XII.5.5.2.Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontal
- Forces de freinage d’un essieu lourd du camion Bc.

**XII.5.5.3.Evaluation des charges et surcharges :**

Le tableau ci après donne l’ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable.

désignation	conditions	P (t)	$\epsilon_H P$	$(1 + \epsilon_v)P$	H (m)	V (m)	$M_R$ (t.m)	$M_S$ (t.m)
Poids propre du tablier	CN	419,52	0	419,52	0,525	6,1	0	220,25
	CSH+V+		41,95	448,89	0,525	6,1	255,89	235,67
Mur garde grève	CN	51,92	0	51,92	1,025	5,825	0	53,22
	CSH+V+		5,192	55,55	1,025	5,825	30,24	56,94
Corbeau	CN	6,27	0	6,27	1,6	6,26	0	10,03
	CSH+V+		0,627	6,71	1,6	6,26	3,93	10,74
Mur de front	CN	388,29	0	388,29	0	2,025	0	0
	CSH+V+		38,83	415,47	0	2,025	78,63	0
Poids de dalle de transition	CN	42,75	0	42,75	3,975	6,85	0	169,93
	CSH+V+		4,28	45,74	3,975	6,85	29,32	181,81
Les deux murs en retour	CN	50,16	0	50,16	2,3	3,8	0	115,37
	CSH+V+		5,02	53,67	2,3	3,8	19,08	123,44
Les deux murs cache	CN	96,94	0	96,94	0,225	5,825	0	21,81
	CSH+V+		9,69	103,73	0,225	5,825	56,44	23,34
Poids des terres sur D-T	CN	92,34	0	92,34	3,975	7,3	0	367,05
	CSH+V+		9,234	98,8	3,975	7,3	67,41	392,73
freinage du à Bc	CN	30	30	/	/	7,6	228	/
	CSH+V+		0	/	/	7,6	0	/
Poussée des terres Mur GG + Mur frontal	CN	592,62	197,31	/	/	2,53	499,19	/
	CSH+V+		248,9	/	/	2,53	629,72	/
Poussée des sur charge Mur GG + Mur frontal	CN	103,96	34,62	/	/	3,8	131,56	/
	CSH+V+		43,64	/	/	3,8	165,83	/
Total	CN	1874,77	261,93	1148,19	/	57,915	858,75	957,66
	CSH+V+		407,363	1228,56	/	57,915	1336,49	1024,67

**Tab.XII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations**

**Récapitulatif des efforts :**

Le calcule se fait par un mètre linéaire :

- **Condition normale :**

$$\text{Effort normal : } (t) = \sum(1+\varepsilon V) P = 1228,56 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal a l'ELS : } N_{ELS} + \frac{1228,56}{13} = 94,5 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal a l'ELU : } N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 127,58 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum Ms - \sum Mr = 98,2 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment a l'ELS : } M_{ELS} = \frac{98,2}{13} = 7,6 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment a l'ELU : } M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 10,27 \text{ t.m.}$$

- **Condition Sismique :**

$$\text{Effort normal : } (t) = \sum P(t) = 1874,77 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal a l'ELS : } N_{ELS} + \frac{1874,77}{13} = 144,2 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal a l'ELU : } N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 194,7 \text{ t}$$

$$\text{Moment : } M = \sum Ms - \sum Mr = 311,82 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment a l'ELS : } M_{ELS} = \frac{311,82}{13} = 23,99 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment a l'ELU : } M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 32,38 \text{ t.m.}$$

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M (t.m)	10,27	32,38	7,6	23,9
N (t)	127,6	194,7	94,5	144,21

**Tab.XII.7 : Sollicitations à la base du voile**

### **XII.5.5.4.Ferraillage :**

#### **a) Ferraillage verticale :**

Le ferraillage se fait en flexion composée, et les fissurations sont considérées préjudiciables.

On a comme données :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $h = 2,95 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 h = 2,655 \text{ m}$ .

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition sismique, donc on va ferrailler avec la condition sismique.

$$M_u = 32,38 \text{ t.m}$$

$$N_u = 194,69 \text{ t}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section :  $A_s = 0,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**b) Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 2.655}{400} \quad A_{min} = 33.89 \text{ cm}^2.$$

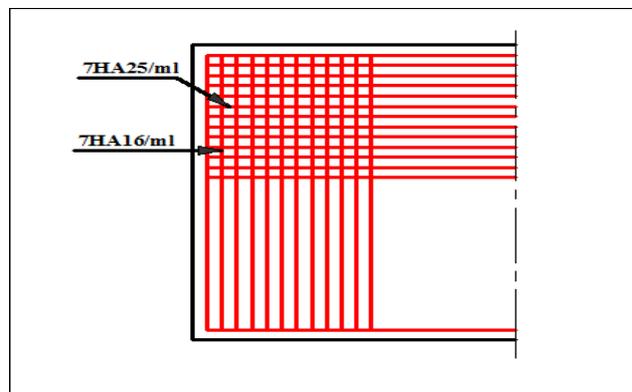
Donc :  $A_s > A_{min} \Rightarrow$  La CNF est vérifiée.

On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité donc on prend

**7HA25/ml** (34,36 cm<sup>2</sup>), avec un espacement de **12 cm**.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

**7HA20/ml** (21,99 cm<sup>2</sup>), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de **12 cm**.



**Fig. XII.10 : Ferrailage du Mur frontal**

**c) Les armatures de répartition :**

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{34.36}{3} = 11.45 \text{ cm}^2.$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **6HA16/ml**(12.06cm<sup>2</sup>), avec un espacement de **15cm**.

**XII.5.6. La semelle :**

**XII.5.6.1.Evaluation des efforts agissants sur la semelle :** Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Cas	H (t)	V (t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
1	259.531	1440.8	1116.9	5260.73
2	471.43	1541.6	2074.5	5628.9
3	451.93	1440.80	1990.75	5260.75
4	435.65	1340.12	1920.25	4892.54

**Tab.XII.8 : Les efforts agissants sur la semelle**

**a) Caractéristique de la semelle :**

La longueur de la semelle est :  $L = 13,80$  m.

La largeur de la semelle est :  $B = 5.6$  m.

L'épaisseur de la semelle est :  $e = 2$  m.

**• La Condition normale :**

$$N_{\max} = 1\,440,79 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 5260,7325 - 1116,8638$$

$$M_{\max} = 4143,87 \text{ t.m}$$

**• La Condition sismique :**

$G (1 \pm 0,07)$

$$N_{\max} = 1541,65 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 5628,98378 - 2074,52895 = 3554,45 \text{ t.m}$$

**b) Détermination du nombre des pieux :**

$$\text{Effort maximal} = 1\,541,6453 \text{ t}$$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à **450 t**

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$a = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{1541.65}{450} = 3.43$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à **4**. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal **8**.

Donc on prend :

$$n = 8 \text{ pieux de diamètre } \varnothing 1,2 \text{ m.}$$

**c) Effort revenant à chaque pieu :**

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

- Condition Normale :

$$N_1 = \frac{1\,440,79}{8} + \frac{4\,143,87 \times 1,8}{(1,8^2) \times 8} = 467,87 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1\,440,79}{8} - \frac{4\,143,87 \times 1,8}{(1,8^2) \times 8} = -107,67 \text{ t}$$

- Condition Sismique :

$$N_1 = \frac{1\,541,65}{8} + \frac{3\,554,45 \times 1,8}{(1,8^2) \times 8} = 439,54 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1\,541,65}{8} - \frac{3\,554,45 \times 1,8}{(1,8^2) \times 8} = -54,13 \text{ t}$$

### XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

- a) Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode :  $\alpha \geq 45^\circ$  et  $H \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3,6}{2} - \frac{2,95}{4}} = 1,88 \Rightarrow \alpha = 62^\circ > 45^\circ \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

- Condition normale :

$$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{467,87}{26700} \times \frac{1,06}{1,95} = 0,00952 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 95,25 \text{ cm}^2$$

- Condition normale :

$$\overline{\sigma_a} = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

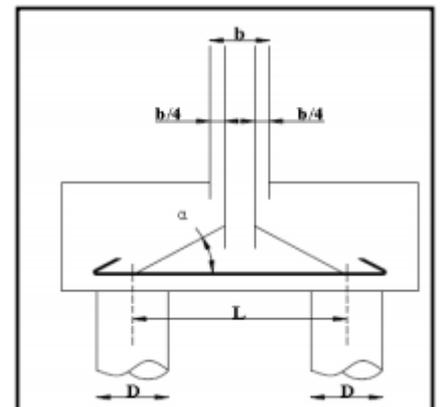
$$A_2 = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{439,54}{40000} \times \frac{1,06}{1,95} = 0,00597 \text{ m}^2$$

La condition la plus défavorable est la Condition normale, alors la section adoptée est  $A_{ti} = 95,25 \text{ cm}^2$ , on prend **20HA25** ( $A_{ti} = 98,17 \text{ cm}^2$ ).

- Espacement :

Ou :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$



**n** : Nombre de barre = 20 barres.

**d** : Enrobage = 5 cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1.2 m.

Donc :

$$St = \frac{1.2+2-0.05}{20-1} = 16 \text{ cm.}$$

**St = 16 cm.**

### b) Armatures inférieures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{Ati}{3} = \frac{98.17}{3} = 32,72 \text{ cm}^2.$$

On prend **6 HA25** avec ( $A_{li} = 34.36 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement **St = 15 cm**.

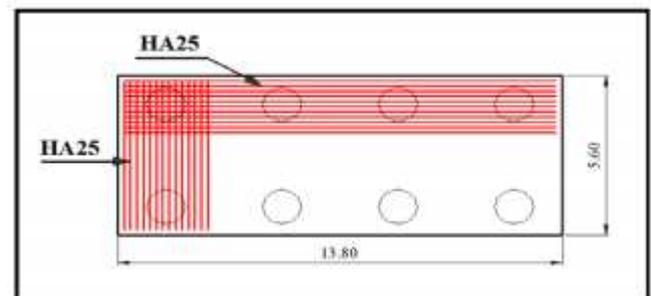


Fig. XII.12 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

### c) Armatures de construction :

#### C.1. Armatures transversales supérieures :

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_{ts} = \frac{Ati}{10} = \frac{98.17}{10} = 9.82 \text{ cm}^2.$$

On prend **5 HA16/ml** pour,  $A_{ts} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement **St = 20 cm**.

#### C.2. Armatures longitudinales supérieures :

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

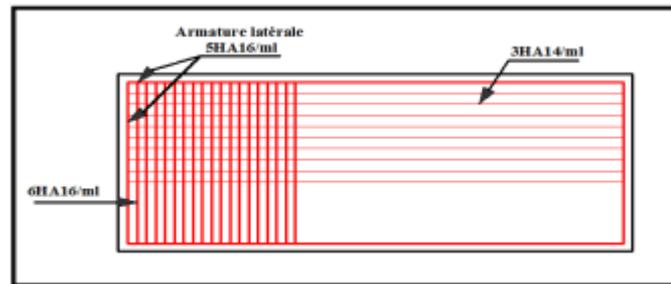
$$A_{ls} = \frac{Ati}{10} = \frac{32.72}{10} = 3.27 \text{ cm}^2.$$

On prend **3 HA14/ml** pour  $A_{ls} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , d'un espacement **St = 30 cm**.

### d) Armatures latérales :

$$A_{lt} = \frac{Ati}{10} = \frac{98.17}{10} = 9.82 \text{ cm}^2.$$

On prend **5 HA16/ml** pour  $A_{lt} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement **St = 20 cm**.



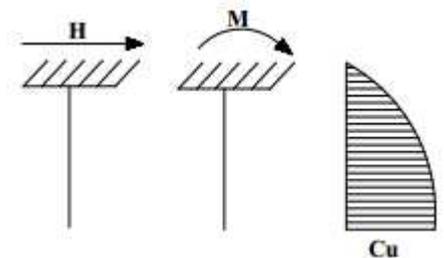
**Fig. XII.13 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle**

### XII.5.7. Etude et ferrailage des pieux :

#### XII.5.7.1. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4° :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$



**b** : diamètre des pieux,

**C<sub>u</sub>** : module de réaction du sol,

**y** : déplacement en tête des pieux.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{C_u b}}$$

**α** : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

#### a) Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4 EI}}$$

**b** = Φpieu = 120 cm.

**C<sub>u</sub>** = 3,5 Kg/cm<sup>3</sup>.

**E** : module d'élasticité du béton. **E** = 11000 <sup>3</sup>√ 27 = 33 000 MPa.

**I** : moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1.2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0.1017}\right)} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc :

$$\lambda L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

**b) Effort horizontal maximum en tête du pieu :**

- Condition normale :

$$H = 259,531 \text{ t.}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{259,531}{8} = 32,441 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique :

$$H = 471,429 \text{ t.}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{8} = \frac{471,429}{8} = 58,929 \text{ t/pieu.}$$

**c) Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P})$$

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\bar{P}$  : Effort horizontal en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement égale à :  $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0$$

$$\bar{M} = - \left(\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}\right)$$

- Détermination des coefficients :

$$\begin{cases} \lambda_L = 2 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.35 ; \chi_{\theta M} = 1.69 \} \\ \lambda_L = 3 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.16 ; \chi_{\theta M} = 1.48 \} \end{cases}$$

Donc :

$$\lambda L = 2.9 \quad \Rightarrow \quad ( \chi_{\theta P} = 1.19 ; \chi_{\theta M} = 1.513 )$$

- Condition normale :

$$p = 32.441 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad M = -107.66 \text{ t.m}$$

- Condition sismique :

$$p = 58.93 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad M = -195.56 \text{ t.m}$$

### XI.7.2.Ferraillage des pieux :

#### XI.7.2.1. Ferraillage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther.

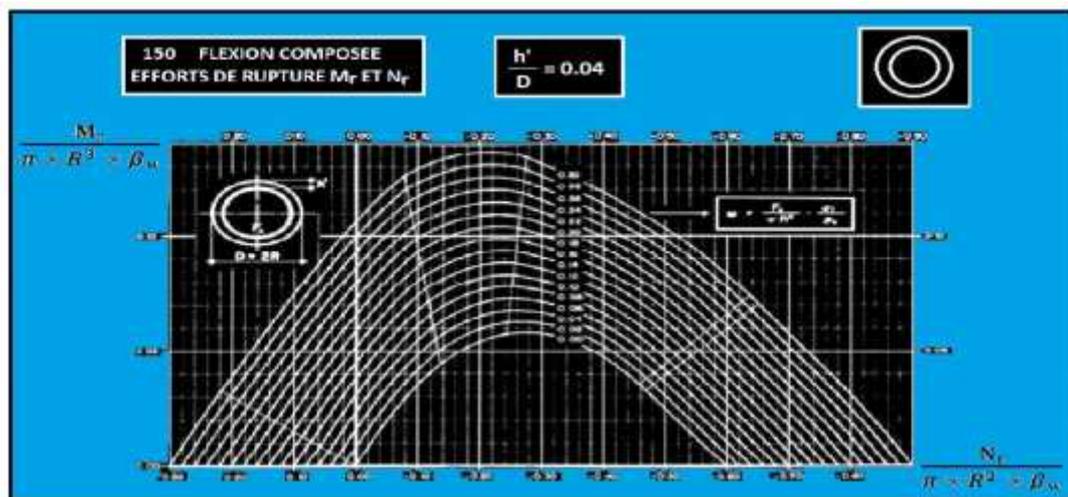


Fig. XI. 14 : *Abaque de Walther*

#### a.1. Données d'entrée de l'abaque :

$$N_{min} = -54,13 \text{ t.}$$

$$M_{max} = -195,563 \text{ t.m.}$$

#### a.2. Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = \mathbf{0.04} \quad \text{avec : } \mathbf{D} : \text{diamètre du pieu} \quad \text{et } \mathbf{h'} : \text{l'enrobage de l'acier.}$$

Donc :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{-195,563}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = -0.053 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{-54,13}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = -0.018 \end{cases}$$

Où :

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ( $\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$ ).

$R$  : rayon du pieu.

$M_r = M_{\max} = -195,563 \text{ t.m.}$

$N_r = N_{\min} = -54,13 \text{ t.}$

On a d'après l'abaque :  $\omega = 0.12$

$\omega$  : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :  $\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$

$F_a$  : la section des armatures.

$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).

$$F_a = \frac{0.12 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.12 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = \mathbf{91.56 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend **19 HA  $\Phi 25$**  ( $A_s = 92,27 \text{ cm}^2$ ).

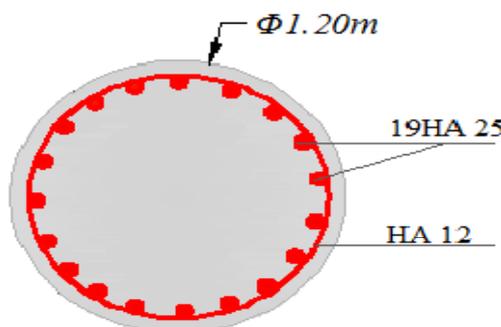
**a.3. L'espacement :**

$$St = \frac{2 \times \pi \times R}{n} = \frac{2 \times 3014 \times 60}{19} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

**b) Ferrailage transversal:**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{25}{3} = \mathbf{8,33 \text{ cm}^2}$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.



**Fig. XII.15 : Ferrailage du pieu.**



## CONCLUSION

L'étude que nous avons élaborée, n'a touché qu'une partie d'un large domaine de construction d'ouvrages d'arts, elle nous a permis de compléter nos connaissances théoriques acquises lors de notre cursus universitaire.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Bulletins technique de la SETRA : "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Edition 1972).
- Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO." Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006).
- Document technique règlementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008).
- Guide de conception de la SETRA : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003).
- Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992).
- Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971).
- Le fascicule n° 62 titre I- Section I du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- Le fascicule n° 62 titre I- Section II du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-BPEL91 révisé 99" (Avril 1999).
- Le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (Septembre 1993).
- Projet et construction des ponts : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 1994).
- Projet et construction des ponts : J.A CALGARO. "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2000).
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).
- Règles B.P.E.L 91, EYROLLES,( Edition 1993).

### **❖ LOGICIELS**

- Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2010.
- Auto CAD 2010.
- Robot Expert : Logiciel de calcul et ferrailage.

### ❖ SITES INTERNET

- Wwww. Setra.fr
- Wwww. Freyssinet.com
- Evolution des Pont à travers le temps.

### ❖ THESES

- Conception et étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif ; étudié par Mr : DJ. AIT AMAR, A.ABDOUS; encadré par Mr : H.HAMMOUM soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2011).
- Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par : Mr : L.AKKOU, S. CHALAL ; encadré par Pr : K.AIT TAHAR soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion juin 2010).
- Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place ; étudier par Mr : CHELLI Youcef Melle: CHELOUL Fatma Mr : CHERIFI Ibrahim. Encadré par Mr : ADJRAD Arezki. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).
- Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place ; étudier par Mr : DEHRIB Sami, encadré par Mr : ADJRAD Arezki. Soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2014).
- Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ; étudié par Mr : Y.KADI, A.HOCINE ; encadré par Mr : A.OUGUEMAT soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2010).
- Etude d'un pont caisson construit par encorbellements successifs sur la déviation de la ville d'AZAZGA ; étudié par Mr : B.MIMOUNE, M.BELMOKHTAR ; encadré par Melle: Z.ZAIDI soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2010).
- Etude d'un viaduc en béton précontraint par encorbellements successifs sur la pénétrante de RELIZANE autoroute est-ouest ; étudié par Mr : D.BOUCHAFA D.SAIDANI; encadré par Mr : M.YOUNSI soutenu à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. (Promotion juin 2012).