



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

THEME

Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place.



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

Présenté par :

Encadré par :

Mr: DEHRIB Samir

Mr: ADJRAD Arezki

Promotion 2014

Remerciements

En premier lieu je tiens à remercier, à « ALLAH » qui ma à guidé sur le droit chemin tout au long du travail et m'avoir donne la capacité de mener à bien ce modeste travail.

Je remercie mon promoteur, M^r ADJRAD qui a fait tout son possible pour m'aider à réaliser ce travail, et j'exprime toute mes gratitude à le charge de cours de ponts M^r le professeur K. AITTAHAR,

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

A tous les enseignants qui ont contribué à mon 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.

DEHRIB Samir.

Dédicaces

« Comment exprimer ce que l'ont veut infinie »

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur
que je dédie du fond du cœur :*

*A celle qui m'a met au monde « Ma Mère », pour son
sacrifice, ses efforts qu'elle n'a jamais cessé de fournir
pour ma formation et mon bien être, à « Mon Père »
qui j'ai perdu, 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*

- A ceux que j'aime et je respecte :*
- A mon frère et mes sœurs*
- A tous mes cousins et cousines, tantes et
oncles, les deux familles **DEHRIB** et **BOUCHAKOR**.*
- A mes chers amis: Ibrahim, et Amir.*

*A toute la promotion 2014 spécialement mes chers
amis :*

*Rabah, Hakim, Karim, Amar, Nabil, Hamid,
Mouhamad, Toufik, Tahae, lounis, Lyas, Rafik...*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide
et soutien durant ces années de formation. Merci à
tous.*

Samir

Sommaire

SOMMAIRE

Porte Historique

Evolution des ponts au cours des temps :.....	1
Evolution de la technique dans la conception des ponts en encorbellement :	3

CHAPITRE :I Introduction et Généralités

Introduction :.....	1
I. 1.Quelque concepts de base :	2
I.2. La construction par encorbellement successifs	2
I. 2.2.Domaine d'emploi de la méthode:.....	3
I. 2.3. Avantages et inconvénients :.....	3
I. 2.4.Mode de construction :	4
I. 2.5. Techniques de pose des voussoirs :.....	5
I.3 L'explication donnée pour la méthode appliquée.....	6
I.3.1 Critères et paramètres de choix.....	6
I.4.1. Variante N°1: Pont à poutre-caissons:	7
I.4.1.1. Description :	7
I.4.1.2. Forme de la section transversale :	7
I.4.2. Variante N°2: Pont mixte :.....	8
I.4.2.1. Description :	8
I.4.2.3. Les avantages et les inconvénients	9
I.4.3. Variante N°03 : Pont à haubans	10
I.4.3.1. Description :	10
I.4.3.2. Les avantages et les inconvénients	10
I.5 MODE DE CONSTRUCTION :	11
I.5.1. Tablier construit par poussage :.....	11
I.5.2.Tablier construit par cintre :.....	11
I.5.3. Tablier construit par encorbellement :	12
I.6. La variante retenue	12
Conclusion :	13

CHAPITRE : II Présentation de l'ouvrage

II. Introduction.....	13
II.1. Présentation et description de l'ouvrage.....	13
II.1.1.présentation de projet :	13
II.1.2. Description de l'ouvrage :	13
II.2. Les exigences fonctionnelle.....	14
II.2.1. Données géométriques	14
II.2.1.1. Tracé en plan :	14
II.2.1.2. Profil en long :	14
II.2.1.3. Profil en travers :	15
II.3. Les exigences naturelles.....	15
II.3.1. Données géologiques :	15
II.3.2.Reconnaissance et données géotechnique :	15

CHAPITRE : III Caractéristiques des Matériaux

III.1. Le Béton.....	17
III.1.1. Dosage	17
III.1.2. Densité.....	17
III.1.3. La résistance caractéristique à la compression.....	17
III.1.4. La résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 REVISE 99)	18
III.1.5. Contrainte de calcule à l'état limite ultime (ELU) [BAEL 91 REVISE 99	18
III.1.6. Contrainte de calcule à l'état limite de service (ELS)	18
III.1.7. Coefficient de poisson	19
III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E	19
III.1.9. <i>Module</i> de Déformation transversale du béton.....	19
III.2. Les aciers	20
III.2.1.Les aciers passifs	20
III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET	21
III.2.2.2.Caractéristiques mécaniques	21

CHAPITRE :IV*Pré-dimensionnement et Caractéristiques Géométriques*

IV.1. Pré-dimensionnement	23
IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage	23
IV.1.2. Distribution des travées	23
IV.1.3. Hauteur des voussoirs	24
IV.1.3.1. Hauteur sur pile	24
IV.1.3.2. Hauteur à la clé	24
IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale	26
IV.1.5.1. Epaisseur des âmes	26
IV.1.5.2. L'inclinaison des âmes	27
IV.1.5.3. Entraxe des âmes	27
IV.1.5.4. Epaisseur du hourdis supérieur	27
IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure	28
IV.1.5.6. Les goussets	29
IV.2. Caractéristiques géométriques	31
IV.2.1. Section sur pile	32
IV.2.2. Section sur culée	34
IV.2.3. Loi de variation des différents paramètres	35
IV.2.3.1. Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$	36
IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$	37
IV.2.3. 3. Variation de la section $S(x)$	38
IV.2.3.4. Variation de l'inertie $I(x)$	39
IV.2.3.5. Variation de la position du centre de gravité de la section du voussoir	40
IV.2.4. Caractéristiques géométriques du caisson sur pile	42

CHAPITRE : V*Charges et Surcharges*

Introduction :	44
V.1. Calcul des charges et surcharges	44

V.1.1. Charges hors trafic	44
V.1.1.1. Les charges permanentes (CP)	44
V.1.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	46
V.1.2 : Les charges dues au trafic	47
V.1.2.1. Caractéristiques du pont.....	47
V.1.2.2. Calcul des surcharges routières	48
V.2. Forces centrifuges	58
V.3. Le Vent	59
V.4. Effet du gradient thermique	59
V.5. Le fluage	60
V.6. Le séisme.....	61
V.7. Définition des actions.....	62
V.7.1. Actions permanentes	62
V.7.2. Actions variables	62
V.7.3. Actions accidentelles.....	62
V.7.4. Combinaisons des charges.....	62

CHAPITRE : VI *Modélisation et Etude Longitudinale*

Introduction.....	63
VI.1. Charges appliquées à la console en cours de la construction.....	64
VI.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau	65
VI.2.1. Effets dus au poids propre G.....	65
VI.2.2. Effets des surcharges réparties de chantier (QPRA1).....	67
VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (QPRA2)	68
VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (QPRC1)	69
VI.2.5. Vent.....	70
VI.3. Etude de la stabilité des fléaux	73
VI.3.2. Les combinaisons des charges	74

VI.4. Clavage des travées.....	76
VI.4.1. Clavage des travées de rive.....	76
VI.4.2. Clavage de la travée intermédiaire	78
VI.5. Etude longitudinale en phase de service	81
VI.5.2. Modélisation	81
VI.5.3. Modèle de calcul	81
VI.5.4. Combinaisons de calcul.....	82
VI.5.4.1.Sollicitations dues aux charges permanentes.....	83
VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières.....	84
VI.5.4.3.Sollicitations dues au gradient thermique	86
VI .5.4.4. Les combinaisons d’action	87

CHAPITRE : VII Etude de la Précontrainte

Introduction et principe	88
VII.1. Mode de calcul.....	89
VII.1.1. Câble de fléau.....	89
VII.1.2. Câble de continuité	89
VII.2. L’objectif de ce présent chapitre est de.....	89
VII. 3. Etude de la précontrainte de fléau	90
VII.3.1. Disposition des câbles	90
VII.3.2. Détermination de la précontrainte de fléau	90
VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau	91
VII.3.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir	92
VII.3.5.Description des câbles	92
VII.3.6. Etude du tracé des câbles	93
VII.3.6.1. Etude de tracé en élévation	93
VII.3.6.2. Etude de tracé des câbles en plan.....	96
VII.3.7. Pertes de tension dans les câbles	98

VII.3.7.1.1. Pertes par frottement	98
VII.3.7.1.2. Pertes de tensions dues au recule des ancrages	100
VII.3.7.1.3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton	102
VII.3.7.2. Les pertes différées	103
VII.3.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton	103
VII.3.7.2.2. Pertes dues au fluage du béton	103
VII.3.7.2.3. Pertes par relaxation des aciers	105
VII.3.8. Variation des pertes différées dans le temps	106
VII.3.9. Conclusion	106
VII.4. Vérification des contraintes en phase de construction	107
VII.5. Etude de la précontrainte de continuité	108
VII.5.1. Les câbles de continuité	108
VII.5.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée	108
VII.5.2.1. Câblage de la travée de rive	109
VII.5.2.2. Câblage de la travée intermédiaire	110
VII.5.3. Les pertes de précontrainte	111
VII.5.4. Vérification des contraintes en phase de service	112
VII.5.4.1. A vide (sous M_{min})	113
VII.5.4.2. En charge (sous M_{max})	113

CHAPITRE : VIII Etude Transversale

Introduction	116
VIII.1. Modélisation	116
VIII.2. Définition des charges	117
VIII.3. Les combinaisons d'actions	118
VIII.4. Ferrailage	124
VIII.4.1. Ferrailage de voussoir prêt de la pile	124
VIII.4.1.1. Ferrailage du hourdis supérieur	125
VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur	126

VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles	126
VIII.4.1.4.Ferrailage des âmes	127
VIII.4.2. Ferrailage de voussoir prêt de la culée	127
VIII.5.Vérification de l'effort tranchant	128
VIII.6.Vérification au poinçonnement	129
VIII .7.Vérification des âmes au flambement	130
VIII. 9. Schéma du ferrailage passif du voussoir	130
VIII. 9. 1. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile	130
VIII. 9. 2. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé	131
VIII.8.Etude et ferrailage du bossage	131
V.III.8.1.Ferrailage du bossage	132
VIII.8.1.1.Bossage à un seul ancrage1	133

CHAPITRE : IX Résistance à l'effort Tranchant

Introduction.....	134
IX.1.Détermination de l'effort tranchant	134
IX.1.1.Effort tranchant du à la précontrainte	134
IX.1.2.Efforts dans les sections (Phase en service).....	135
IX.1.3.Correction dite effet RESAL.....	135
IX.2.Justification des âmes	136
IX.2.1.Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	138
IX.2.2.Vérification des contraintes pour la travée de rive.....	138
Conclusion	139

CHAPITRE : X Equipements du Pont

Introduction.....	140
X.1. Appareils d'appui.....	140
X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui SETRABTN°4/1974	142

X.1.2.1.Réactions verticales dues aux combinaisons d'action	143
X.1.2.2.Compression : sous réaction verticale	144
X.1.2.4.Contrainte de cisaillement due à la rotation	145
X.1.3.Vérification de l'appareil d'appuis	146
X.1.3.1.Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement	146
X.1.3.2.Vérification de condition de non flambement.....	146
X.1.3.3.Vérification de condition de non-soulèvement	147
X.1.4.Dimensionnement des frettes	147
Conclusion	147
X.2.2.Ferraillage des dés d'appuis à la culée:(supportdesappareilsd'appuis).....	148
X.3.Joints de chaussée.....	150
X.3.1. Choix du type de joint	150
X.3.2. Calcul du souffle des joints.....	151
X.3.2.1.Dilatation thermique.....	151
X.3.2.2.Retrait.....	151
X.3.2.3.Fluage	151
X.3.2.4.Souffle sismique	152
X.3.3.Type de joint choisi	155
X.4.Le revêtement du tablier.....	156
X.4.1.Couche d'étanchéité	156
X.4.2.Couche de roulement.....	156
X.5.Dispositifs retenue	156
X.5.1.Les glissières :	157
X.5.2.Le garde-corps :	157
X.6.Corniches.....	157
X.7. Evacuation des eaux.....	157
X.8. Autres équipements.....	158

CHAPITRE : XI Etude de la Pile

Introduction.....	158
-------------------	-----

XI.1. Choix du type de pile.....	158
XI.2. Implantation des piles.....	159
XI.3. Pré-dimensionnement de la pile.....	159
XI.4. Les Fondations.....	160
XI.4.1. Choix du type de fondation.....	160
XI.4.2. Nombre de files de pieux.....	160
XI.4.3. La semelle.....	161
XI.4.3.1. La semelle des piles P1; P5	161
XI.4.3.2. La semelle des piles P2; P3; P4	162
XI.5. Etude et ferrailage de la pile.....	163
XI.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	163
XI.5.2. Ferrailage de la pile.....	165
XI.5.2.1. Armatures longitudinales.....	165
XI.5.2.2. Armatures transversales.....	167
XI.5.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile.....	168
XI.6. Etude et ferrailage de la semelle.....	169
XI.6.1. Caractéristiques de la semelle.....	169
XI.6.2. Détermination du nombre des pieux.....	170
XI.6.3. Effort revenant à chaque pieu.....	170
XI.6.4. Ferrailage de la semelle (méthode des consoles).....	171
XI.6.4.1. Armatures transversales inférieures.....	171
XI.6.4.2. Armatures de répartition.....	172
XI.6.4.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle.....	172
XI.6.4.4. Armatures de construction.....	173
XI.7. Etude et ferrailage des pieux.....	174
XI.7.1. Actions sur les pieux.....	174
XI.7.1.1. Calcul de λ	174
XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu.....	175
XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER.....	175
XI.7.2. Ferrailage des pieux.....	176
XI.7.2.1. Ferrailage longitudinal.....	176
XI.7.2.2. Ferrailage transversal.....	177

CHAPITRE : XII Etude de la Culée

Introduction.....	177
XII.1. Choix de la Morphologie	177
XII.2. Implantation de la culée.....	177
XII.3. Pré-dimensionnement de la culée	178
XII.3.1. Mur de garde grève.....	178
XII.3.2. Le mur de front.....	178
XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent)	178
XII.3.4. Les murs en retour	179
XII.3.5 Dalle de transition	179
XII.3.6. La semelle.....	179
XII.3.7. Sommier d'appui	179
XII.3.8. Les corbeaux.....	180
XII.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	180
XII.4.1. Calcul du coefficient de poussée.....	181
XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai	182
XII.4.3. Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais)	184
XII.5. Ferrailage des éléments de culée.....	185
XII.5.1. Mur de garde grève.....	185
XII.5.1.1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève	185
XII.5.1.2. Ferrailage.....	187
XII.5.2. La dalle de transition	188
XII.5.2.1. Evaluation des efforts	188
XII.5.2.2. Ferrailage.....	189
XII.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition	191
XII.5.3.1. Evaluation des efforts	191
XII.5.3.1. Ferrailage.....	192
XII.5.4. Mur en retour.....	192
XII.5.4.1. Evaluation des efforts	193
XII.5.5. Mur frontal	195

XII.5.5.1. Forces verticales.....	195
XII.5.5.2. Forces horizontales.....	195
XII.5.5.3. Evaluation des charges et surcharges.....	196
XII.5.5.4. Ferrailage.....	197
XII.5.6. La semelle.....	198
XII.5.6.1. Evaluation des efforts agissants sur la semelle.....	198
XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	200
XII.5.7. Etude et ferrailage des pieux.....	203
XII.5.7.1. Actions sur les pieux.....	203
XI.7.1.1. Calcul de λ	204
XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu.....	204
XI.7.1.3. Calcul des moments par la formule de WARNER.....	205
XI.7.2. Ferrailage des pieux.....	205
XI.7.2.1. Ferrailage longitudinal.....	206
XI.7.2.2. Ferrailage transversal.....	207
Conclusion Générale.....	207
Bibliographie.....	208

Liste des figures

Liste des Figures

Fig. I. Evolution des ponts au cours des temps.	2
Fig. I.1.Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs.	6
Fig. I.2. Voussoir coulé sur place	7
Fig. I.3. Voussoir préfabriqués.....	8
Fig. I.4. Pose à l'aide d'une grue et d'un blondin.	8
Fig. I.5. Pose avec un équipage de levage autonome.	8
Fig. I.6. Pose avec une poutre de lancement.	9
Fig. I.7. Pont caisson	10
Fig. I.8. Les différents types des caissons.	11
Fig. I.9. Pont mixte.....	11
Fig. I. 10. Pont à haubans.	13
Fig. I .11. Construction par poussage.	14
Fig. I.12.Tablier coulé sur cintre.	14
Fig. I.13.Construction par encorbellement.	15
Fig. II.1 : Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.	16
Fig. II.2: Tracé en plan.....	17
Fig. II.3. Le tracé de la pente sur la voie routière.	17
Fig. II.3. Profil en travers.....	18
Fig. II.3. Rapport de sondage géotechnique.....	19
Fig. II. 4. Essai pressiométriques	19
Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	21
Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).	23
Fig. III.3 : Acier actif ou toron	24
Fig. II I.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.	25
Fig. IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	26
Fig. IV.2 : Découpage en voussoirs.	28
Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes	29

Fig. IV.4 : Gousset supérieur.....	32
Fig. IV.5 : Gousset inférieur	32
<i>Fig. IV. 6</i> : La section du voussoir sur pile.....	33
Fig. IV.7 : La section du voussoir à la clé.	33
Fig. IV.8 : Coupe transversale du voussoir sur pile.....	35
Fig. IV.9: Coupe transversale du voussoir sur clé.....	37
Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée de rive.....	38
Fig. IV.11 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire.....	38
Fig. IV.12 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.....	39
Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.....	39
Fig. IV.14 : Variation de la section de la travée de rive.....	41
Fig. IV.15 : Variation de la section de la travée intermédiaire.....	41
Fig. IV.16 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.....	42
Fig. IV.17 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.....	43
Fig. IV.18 : Coupe transversale du voussoir plein sur pile.....	49
Fig. V.1 : Glissière de sécurité.....	49
Fig. V.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.....	49
Fig. V.3 : Profil en travers du pont.....	50
Fig. V. 4 : Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier.....	52
Fig. V.4. Les dimensions de système Bc.....	54
Fig. V.5. Les dimensions de système Bt.....	55
Fig. V. 6 : Dimensions de système Br.....	56
Fig. V. 7. Les dimensions du système Mc120.....	58
Fig. V. 8. Les dimensions du système D240.....	58
Fig. V. 9. Loi de répartition de la température.....	61
Fig. V. 10. Représentation des rotations aux extrémités.....	62
d'une travée indépendante.....	
Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1, P3.....	66
Fig. VI.2 : Cintrage depuis le sol et clavage de la travée (C1-P1).....	66
Fig. VI.4 clavage des deux travées de rive.....	67

Fig. VI. 6: Vue 3D du modèle de calcul.	68
Fig.VI.7 : Poids propre du demi-fléau.	68
Fig. VI. 8 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G en KN.....	69
Fig. VI. 9 : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G en KN.....	69
Fig.VI.10 : Surcharges réparties de chantier.	70
Fig.VI.11 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA1 en KN	70
Fig.VI.12 : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRA1 en KN	70
Fig.VI.13 : Surcharges concentrées.	71
Fig.VI.14 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRA2 en KN.....	71
Fig.VI.15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sou QPRA2 en KN.....	72
Fig.VI.16 : Surcharges de l'équipage mobile.	72
Fig.VI.17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous QPRC1en KN.....	72
Fig. VI.18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous QPRC1en KN.....	73
Fig.VI.19 : Surcharges du vent.	73
Fig.VI.20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Qw en KN.....	74
Fig. VI.21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Qw en KN.....	74
Fig. VI. 22 : Actions accidentelles.....	75
Fig.VI.23 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous FA en KN.....	76
Fig. VI.24: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous FA en KN.	76
Fig. VI. 25: Combinaisons en situation temporaire.....	77
Fig. VI. 26 : Combinaisons accidentelles.....	77
Fig. VI. 27 : Clavage.	78
Fig. VI. 28 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.....	78
Fig. VI. 29: Vue en 3D du modèle de calcul de la travée de rive.	79
Fig. VI. 29 Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de la travée de rive	79
Fig. VI. 29 Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive	79
Fig. VI. 31 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	80
Fig. VI. 32 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.....	81

Fig. VI. 34 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage.	82
de clavage.....	82
Fig. VI. 35 Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage.....	82
de clavage.	82
Fig. VI. 36 Diagramme des des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage.....	82
de clavage.	
Fig. VI. 37 : Vue en 3D du modèle de calcul.....	83
Fig. VI. 38 Diagramme des moments fléchissant dû aux charges permanentes.....	85
Fig. VI. 39 : Diagramme des efforts tranchants dû aux charges permanentes.	85
Fig. VI. 40: Diagramme du moment fléchissant sous S (t).....	85
Fig. VI. 41. Diagramme de l'effort tranchant sous S(t).	86
Fig. VI. 42: Diagramme du moment fléchissant sous A (l).	86
Fig. VI. 43. Diagramme de l'effort tranchant sous A(l).	86
Fig. VI. 43: Diagramme du moment fléchissant sous D240.....	87
Fig. VI. 44. Diagramme de l'effort tranchant sous D240.....	87
Fig. VI. 45: Diagramme du moment fléchissant dues au gradient thermique	88
$\Delta T = 6^{\circ}\text{C}$	
Fig. VI. 46: Diagramme de l'effort tranchant dues au gradient thermique	88
$\Delta T = 6^{\circ}\text{C}$	
Fig. VI. 47 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison.....	89
(1.35G + 1.35 D240).....	
Fig. VI. 49 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison	89
(1.35G + 1.35 D240).....	
Fig. VI. 50 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison.....	90
(G + D240 + 0,5 ΔT).....	
Fig. VI. 51. Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison	90
(G + D240 + 0,5 ΔT).....	
Fig. VII. 1. Disposition des câbles dans le gousset supérieur.	96
Fig. VII. 2. Câblage en élévation.	97
Fig. VII. 3. Tracé de câbles en élévation.....	99

Fig. VII. 4. Tracé en plan d'un câble du fléau.....	99
Fig. VII. 5. Tracé de câbles en plan.....	100
Fig. VII. 6. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature.....	103
sous effet de recul à l'ancrage.	
Fig. VII. 7. Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)	112
Fig. VII. 8 . Tracé des câbles de continuité en élévation.....	113
(pour la travée intermédiaire).....	
Fig. VIII. 1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	118
Fig. VIII. 2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.....	119
Fig. VIII. 3. : Diagramme du moment fléchissant [$KN.m$].....	121
Fig. VIII. 4. : Diagramme des efforts tranchants [$KN.m$].....	121
Fig. VIII. 5. : Diagramme des efforts normaux [$KN.m$].....	122
Fig. VIII. 6. : Diagramme du moment fléchissant [$KN.m$]	122
Fig. VIII. 7. : Diagramme des efforts tranchants [$KN.m$].....	123
Fig. VIII. 8. : Diagramme des efforts normaux [$KN.m$]	123
Fig. VIII. 9. : Diagramme du moment fléchissant [$KN.m$]	124
Fig. VIII. 10. : Diagramme des efforts tranchants [$KN.m$].....	124
Fig. VIII. 11. : Diagramme des efforts normaux [$KN.m$]	124
Fig. VIII. 12. : Diagramme du moment fléchissant [$KN.m$]	125
Fig. VIII. 13. : Diagramme des efforts tranchants [$KN.m$]	125
Fig. VIII. 14. : Diagramme des efforts normaux [$KN.m$]	125
Fig. VIII. 9. : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile	132
Fig. VIII. 10. : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé.....	132
Fig. VIII .11 : les différents actions dûs à l'ancrage.	133
Fig. VIII .12 : Distribution du ferrailage dans un bossage.	133
Fig. VIII. 13 : Détail de ferrailage d'un bossage.	134
Fig. VIII. 14 : ferrailage d'un bossage dans un voussoire.....	135
Fig. IX. 1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.....	136
Fig. IX. 2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.	137
fig. IX .3 : moment statique d'une section située au dessous de G.	139

Fig. X.1.: Appareils d'appuis métalliques.....	142
Fig. X.2.: Appareils d'appuis en béton.....	143
Fig. X.3 : Appareils d'appuis à pot	143
Fig. X.4 : Appareils d'appuis en élastomère fretté	143
Fig. X.5 : Positionnement d'appareil d'appui de l'ouvrage	144
Fig. X.6 : Dimension des couches d'appareil d'appui	144
Fig. X.7 : Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.	146
Fig. X.8. : Dimensions en plan du dé d'appui	150
Fig. X.9. : Détail de Ferrailage du dé d'appui à la culée et positionne de l'appareil d'appui	151
Fig. X.10. : Joint du type Wd (souffle moyen).....	157
Fig. X.11. : Les équipements du pont.....	159
Fig. XI.1. : Vue en plans de la pile P1	160
Fig. XI.2. : Coupe longitudinale de la pile P1	160
Fig. XI.3. : Coupe transversale au niveau des semelles des piles P1; P5	163
Fig. XI.4. : Vue en plans de disposition des pieux au niveau des semelles des piles P1; P5	163
Fig. XI.5. : Coupe transversale au niveau des semelles des piles P2; P3; P4	164
Fig. XI.6. : Vue en plans de disposition des pieux au niveau des semelles des piles P2; P3; P4	164
Fig. XI.7 : Efforts et diagramme du moment sur pile.	166
Fig. XI.8 : Abaque de Walther pour la flexion composée	166
Fig. XI.9 : Répartition des armatures de la pile.	167
Fig. XI.10 : Ferrailage de la section de la pile.....	169
Fig. XI.11 : Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure).	174
Fig. XI.12 : Ferrailage de la semelle (Nappesupérieure).....	174
Fig. XI.13 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale).....	174
Fig. XI. 14 : Abaque de Walther.....	177
Fig. XI.15 : Ferrailage du pieu.	178
Fig. XI. 1 : Dalle de transition.....	181
Fig. XII.2 : les dimensions de la culée	182
Fig. XII.3 : Vue en plans de la culée	182
Fig. XII.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	188

Fig. XII.6 : Ferrailage du mur garde grève.	190
Fig. XII.7 : Ferrailage de la dalle de transition	192
Fig. XII.8 : Ferrailage du corbeau.....	194
Fig. XII.9 : Ferrailage du Mur en retour.	196
Fig. XII.10 : Ferrailage du Mur frontal en 3 D.....	199
Fig. XII.11 :La semelle.....	201
Fig. XII.12 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.	203
Fig. XII.13 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle	204
Fig. XII.14 : Ferrailage de la semelle	204
Fig. XII.14 : Abaque de Walther.....	207
Fig. XII.15 : Ferrailage du pieu.....	208

Liste des tableaux

Liste des tableaux

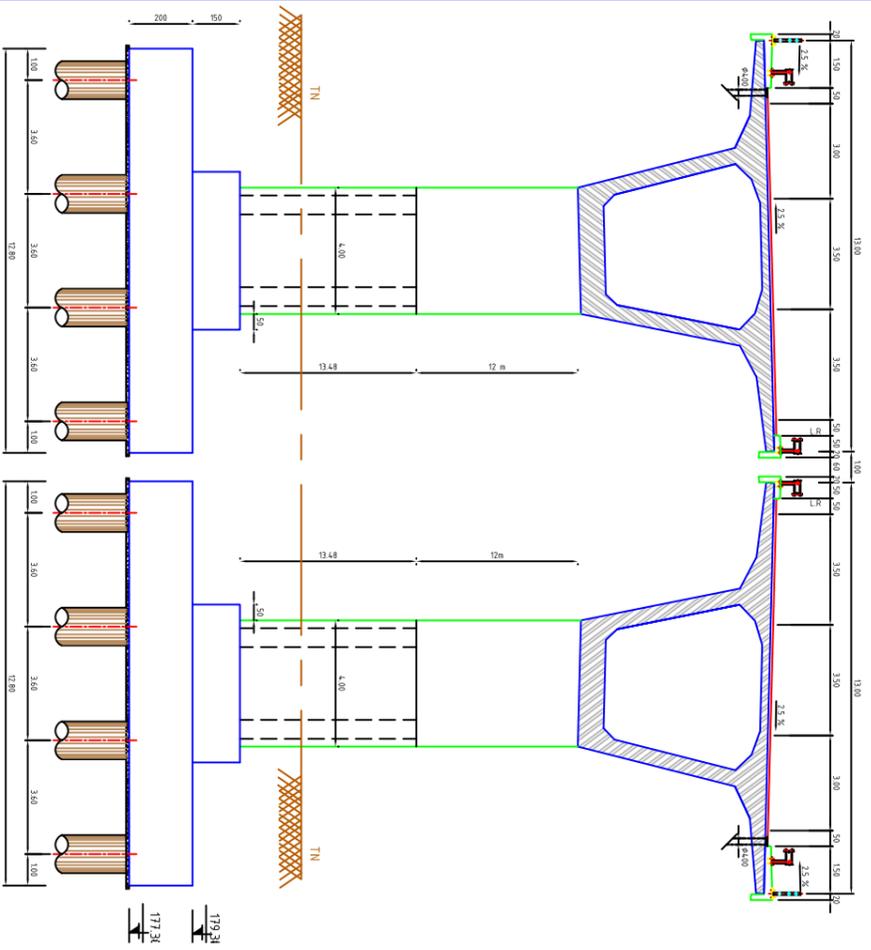
Tab. IV.1 : Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques	34
Tab. IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.	35
Tab. IV.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.....	37
Tab. IV.4 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée de rive.....	44
Tab. IV.5 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la travée intermédiaire...	44
Tab. IV.6 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.....	45
Tab.V.1 : Classification des ponts	50
Tab V.2 : les valeurs de coefficient a_1	51
Tab. V.3 : Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.....	53
Tab V.4 : les valeurs de coefficient b_c	54
Tab. V.5 : Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_c	55
Tab V.6 : Valeurs de coefficient b_t	56
Tab .V.7 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge B_t	56
Tab. V.8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différent cas	57
de charge B_r	
Tab. V.9 : Valeurs de S et δ pour les différents cas de la.....	58
de la surcharge M_{c120} pour travées.....	
Tab. V.10 : Multiplication de système de charge (B et M_{c120}) par le coefficient de majoration dynamique δ	59
Tab. V.10 : Zones en fonction de sismicités	63
Tab.V.9 : Valeurs des coefficients de majoration.	64
Tab.V.10 : Combinaisons d'action à l'ELS et à l'ELU.	65
Tab .VI .1 : Les effets des charges de construction sur le demi-fléau	75
Tab.VI.2 : Les effets des charges de construction sur le de-fléau en situation accidentelle FA.....	76
Tab.VI .3 : Combinaisons les plus défavorables.....	78
Tab :VI.4 : Résultats des efforts (M , T) après clavage de la travée de rive.....	80
Tab.VI.5 : Les différentes sollicitations et combinaisons selon le Fascicule 61.II.	84
Tab.VII.1: Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir	95
Tab.VII.2: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir	95

Tab. VII.3 : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau	98
Tab.VII.4 : Tableau donnant les paramètres en plan des câbles de fléau.	100
Tab.VII.6 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble.....	102
Tab.VII.7 : Pertes de contrainte par recul d’ancrage pour chaque câble.	104
Tab VII.8 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble	105
Tab.VII.9 : Pertes de tension par fluage.....	107
Tab.VII.10 : Pertes dues à la relaxation des aciers.	108
Tab.VII.11 : résultats de pertes différées	108
Tab.VII.12 : Les pertes totales instantanées et différées	109
Tab.VII.13 : Vérification des contraintes en construction.....	110
Tab. VII.14 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	111
(travée de rive).....	
Tab.VII.15 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	112
(travée intermédiaire).....	
Tab. VII.16 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive	113
Tab. VII.17 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive	114
Tab. VII.18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} et M_{max}	116
Tab.VII.19 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} et M_{max}	117
Tab VIII. 1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61	120
Tab. VIII. 2: Ferrailage du hourdis supérieur	127
Tab. VIII. 3 : Ferrailage du hourdis inférieur	127
Tab. VIII. 4 : Ferrailage des consoles	128
Tab. VIII. 5 : Ferrailage des âmes	128
Tab. VIII. 6 : Ferrailage de voussoir pret de la culée	130
Tab. VIII. 7 : Vérification de l’effort tranchant (Voussoir sur pile)	130
Tab. VIII. 8 : Vérification de l’effort tranchant (Voussoir sur culée)	130
Tab. IX. 1 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire	140
Tab. IX. 2 : Vérification des contraintes pour la travée de rive	140
Tab: X .1 : hauteurs des piles	155
Tab. X. 2 : Différents modèles des joints W_d	157
Tab. X. 3 : Caractéristiques physiques des joints W_d	157

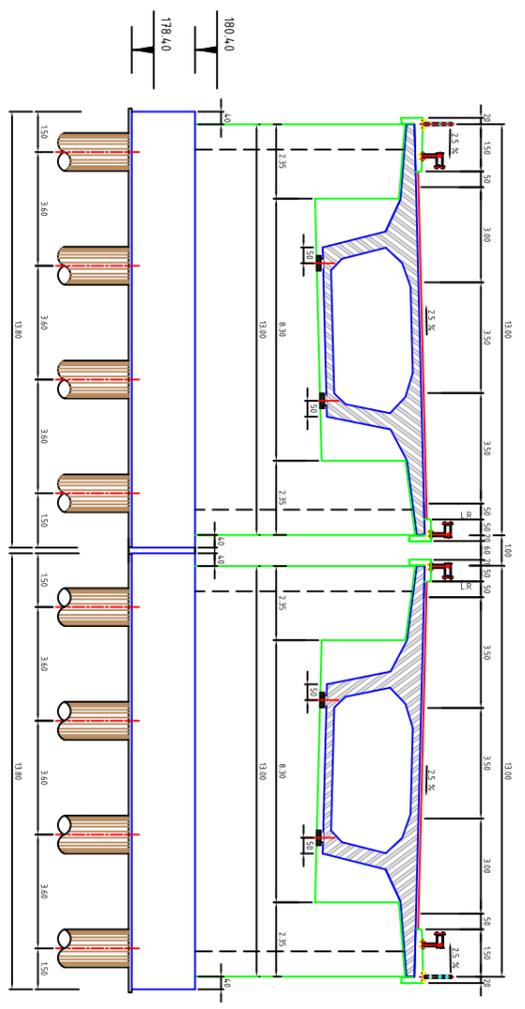
Tab. XI.1 : Points d'implantation des piles.....	161
Tab. XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile.	165
Tab.XII.1: Implantation de la culée.....	180
Tab. XII. 2: Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme	183
Tab.XII.3: Calcul des moments et des efforts globaux.....	185
Tab. XII. 4: Résultats du calcul de la poussée à vide.	186
Tab. XII. 5: Evaluation des efforts.	190
Tab. XII. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations	197
Tab. XII. 7 : Sollicitations à la base du voile.	198
Tab. XII. 8 Les efforts agissants sur la semelle.	200

Les Plans de l'Ouvrage

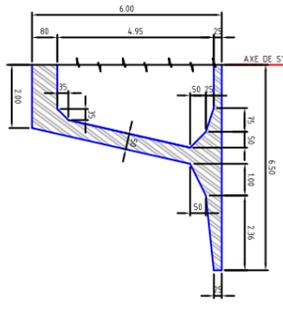
COUPE TRANSVERSALE : B-B
(PILE P1)
ECH: 1/1000



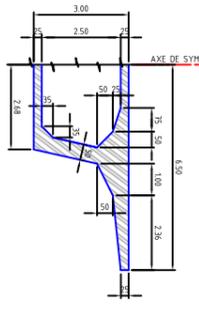
COUPE TRANSVERSALE : C-C
(CULEE C2)
ECH: 1/1000



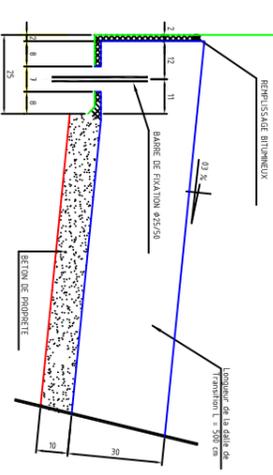
DETAIL DEMI COUPE VOUSSOIR
SUR PILE
ECH: 1/1000



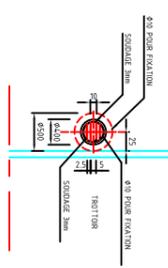
SUR CULEE
ECH: 1/1000



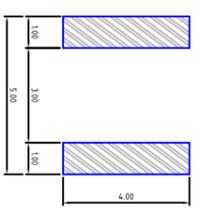
DETAIL APPUI DALE DE TRANSITION
ECH: 1/100



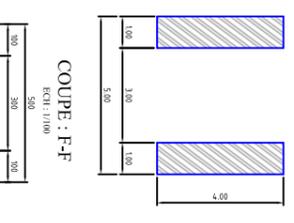
VUE EN PLAN
AVALOIR
ECH: 1/25



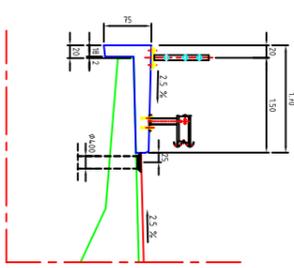
COUPE : F-F
ECH: 1/1000



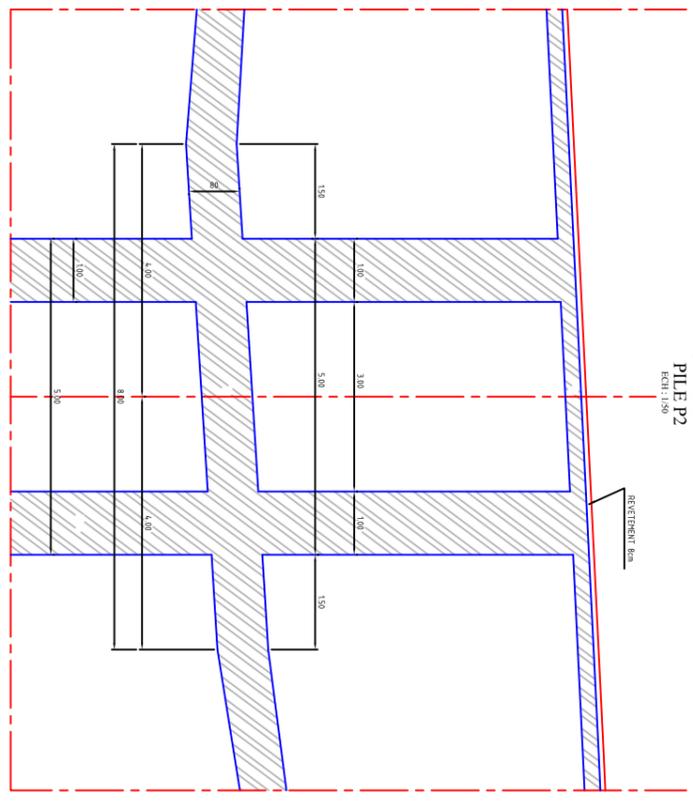
COUPE : E-E
ECH: 1/1000



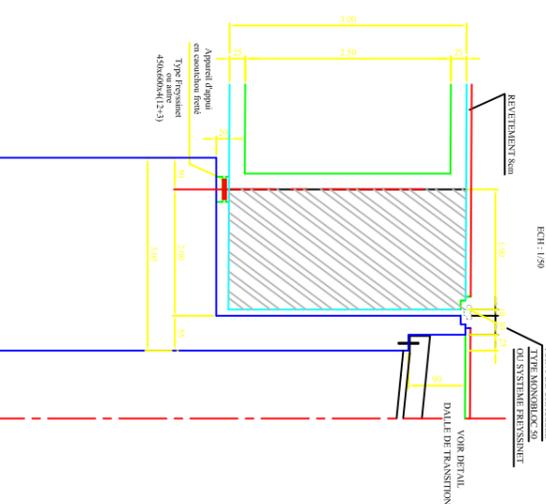
DETAIL TROTTOIR
ECH: 1/250



DETAIL "Y"
PILE P2
ECH: 1/50



DETAIL "X"
CULEE C2
ECH: 1/50



-NOTA : Selon le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à :
- 10 963 kN à FELS pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 14 472 kN à FELLU pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 16 885 kN à FELA pour un pieu de 12 m de profondeur.

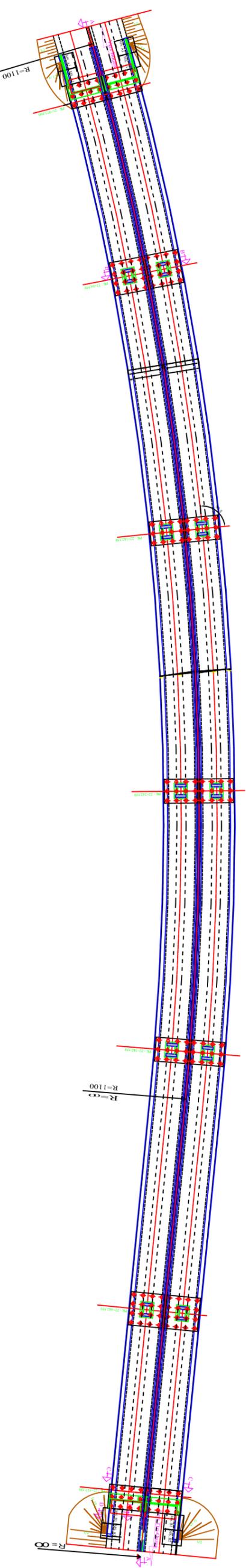
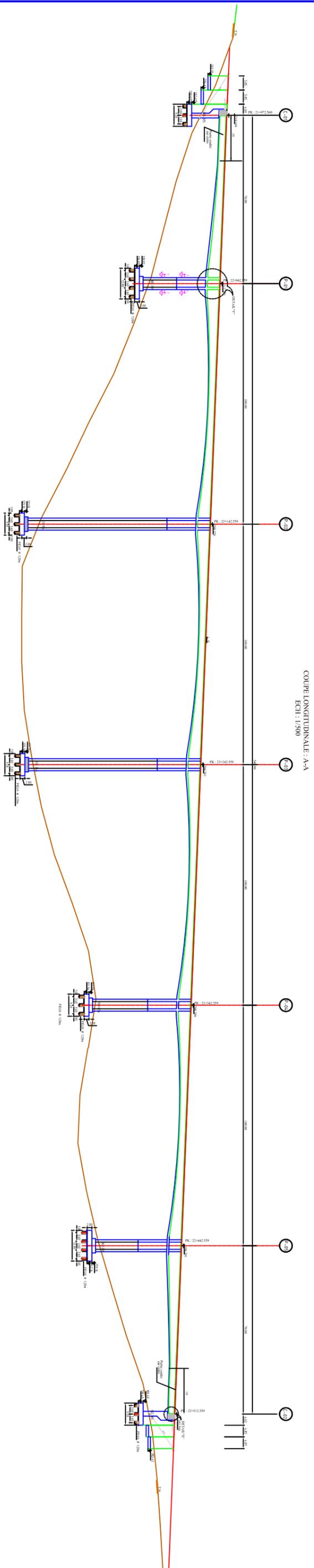
HYPOTHESES DE CALCUL
- SURCHARGES A.B. SELON FASCICULE N° 61
- TITRE II
- SURCHARGE MATHIERE MC 120, 1100
- SUR DEUX EMMENTRES 2x(1,00x5,00m)
- CANTON DE EXPANSION (1,00x1,00m)
- CANTON DE CONTRACTION (1,00x1,00m)
- SENSIBLE (A = 0,20) selon RPOA 2008 MODIFIES
MATERIAUX
- BETON INFRASTRUCTURE RN Z7N/mm³
- ACIER D'ARMATURE Fe 40 A
- BETON SUPER RN 35 N/mm³
- REBELAL $\delta = 211/m$
PRECONTRAINTE
- DIRECTION LONGITUDINALE
- QUALITE ACIER FP50 = 1800 MPa
- QUALITE ACIER FP70 = 1800 MPa
- SECTION 19T 15c153mmx15c264 mm²

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

AVANT PROJET DETAILLE
REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT
LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST
DU PK00+000 AU PK36+058
0A DU PK21+972.560
AU PK22+512.560

U.M.M.T.O
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
OPTION VOIES ET OUVRAGES D'ART

N°	REVISION		NATURE DE LA REVISION	SIGNATURE	ETABLI	PLAN N° : 14 B
	DATE					
					DEHRIB Samir	ECHELLE: 1/100/ 50 /55/10
						DATE : MAR 2011



AVANT PROJET DETAILLE

REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST DU PK00+000 AU PK36+056

PLAN GENERAL

U.M.M.T.O

UNIVERSITE MOULOU DZ MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
OPTION VOIES D'INFRASTRUCTURE

REVISION	DATE	NATURE DE LA REVISION	SIGNATURE	ETABLI: Mme SHAGDOUN	PLAN N° : 14 A

ECHELLE: 1/500
DATE: 2013/2014

- NOTA : Selon le rapport géotechnique la portée d'un pieu est prise égale à :
- 10 963 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 14 472 KN à TELS pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 16 885 KN à TELA pour un pieu de 12 m de profondeur.

جمهورية الجزائر الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Porte Historique

- **Evolution des ponts au cours des temps :**

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

Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIe siècle, Le bois a encore été largement utilisé au XIXème siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle, ce matériaux est de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes Permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point plus légères.

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

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

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

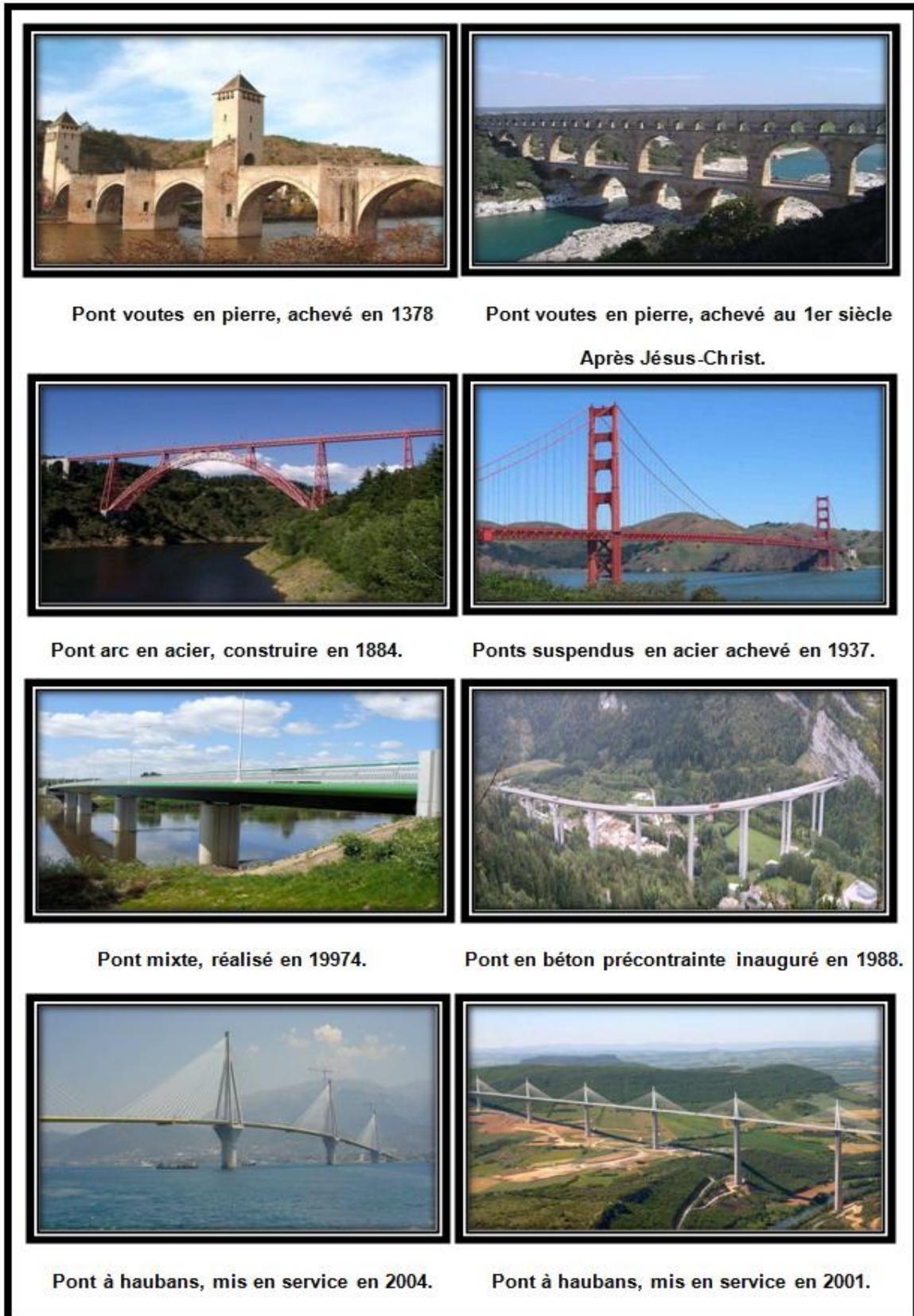


Fig. I. Evolution des ponts au cours des temps.

• **Evolution de la technique dans la conception des ponts en encorbellement :**

Le tout premier ouvrage en 1950 en France en B.A. (*Cacquot*) à partir de 1955 en B.P coulés en place en équipages mobiles à partir de 1965 ouvrages en voussoirs préfabriqués aujourd'hui extraordinaire développement de cette technique dans le monde entier.

Une évolution importante avec quatre grandes périodes :

- 1ère génération : de 1950 à 1964 : fléaux isostatiques encastres sur les piles avec articulations à la clé
- 2ème génération : de 1965 à 1975 : ouvrages rendus continus par clavage, sans prise en compte de la redistribution par fluage
- 3ème génération : de 1975 à 1983 : ouvrages continus dimensionnés avec prise en compte des nouvelles règles (redistribution par fluage et gradient thermique)
- 4ème génération : de 1983 à nos jours : ouvrages continus calculés aux états limites (BPEL) avec utilisation de précontrainte extérieure

CHAPITRE I

Introduction et Généralités

Introduction :

La réalisation des ouvrages d'art est parmi l'un des besoins de construction nécessaire dans la Vie, pour plusieurs objectifs, sociales, économique et développement durable. En fonction principale le pont est un ouvrage qui permettra d'assurer la continuité d'une voie de circulation, ou de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.

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 sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution en assurant parfaitement son service avec un coût optimale. Pour cela, le concepteur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants: l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Comme les ouvrages d'arts traduits 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 consiste à réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation. Un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre de compléter notre formation.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté dans la péninsule qui reliera la wilaya de (Tizi_ouzou) à l'autoroute (Est_Ouest). Avec les principales étapes de l'étude d'un pont construire par encorbellement successifs.

I. 1. Quelque concepts de base :

- ❖ **Un Tablier** : partie horizontale de l'ouvrage qui supporte la chaussée ou la voie ferrée et qui assure le franchissement
- ❖ **Les éléments d'appuis** :
 - **Les piles** : est appelé appuis intermédiaires, qui permettra de transmettent les différents efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.
 - **Les culées** : il s'agit des deux appuis d'extrémités, qui assurent la liaison avec le sol, et le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. Les culées comportent quatre parties :
 - Une fondation
 - Un mur de front, sur lequel s'appuie le tablier et assure la stabilité du remblai d'accès.
 - Un mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement.
 - Une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.
 - **Appareilles d'appuis** : Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :
 - La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire La liberté des déplacements.
 - La rotation tout en garantissant la stabilité d'ensemble.
 - **Fondation** : Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciables la construction, on fait appel à des fondations profondes. Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface Jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. On distingue :
 - **Les Fondations superficielles**
 - **Les Fondations profondes**

I.2. La construction par encorbellement successifs

I.2.1. Principe générale :

Construire l'ouvrage fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau étant réalisé en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs.

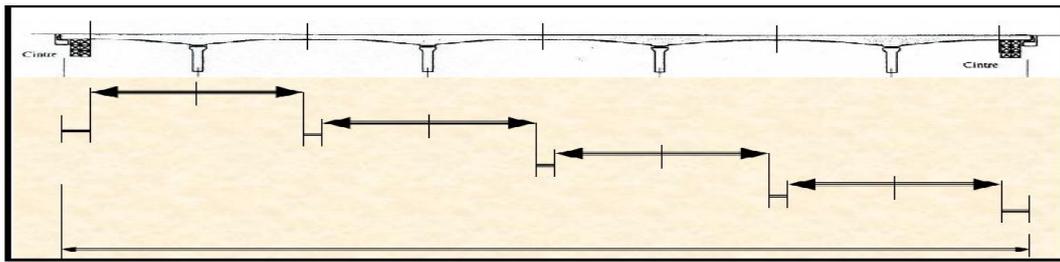


Fig. I.1.Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs.

I. 2. 2. Domaine d'emploi de la méthode:

Principalement le domaine des ouvrages d'art en béton précontraint :

- de portées comprises entre 50 m et 200 m (voire même 250 à 300 m).
- de géométrie quelconque.
- de moyenne à très grande longueur (coulé en place ou préfabriqué).

I. 2. 3. Avantages et inconvénients :

❖ Les avantages :

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et des échafaudages, on libère ainsi l'espace situé au dessous de l'ouvrage, ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions locales suivantes :

- L'ouvrage comporte des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- Les rivières à crues violentes et soudaines (cintres dangereux).
- La nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation de navigation pendant la construction (cintres gênants).
- S'affranchit de tout appui au sol.
- permet une gamme de portées très vaste.
- accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, profil en long).
- voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (équipes mobiles).
- La réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.

❖ Les inconvénients :

Cette méthode présente quelques problèmes sur :

- Le plan d'aménagement du site à cause de l'importance des tâches à effectuer pour le collage du tablier et la multiplicité des phases de bétonnage.
- Le plan esthétique, la section des ponts construits en encorbellement est très épaisse, ce qui peut poser des problèmes dans quelques sites ; apparition des discontinuités dans quelques voussoirs successifs.

A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, donc ils nécessitent des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages, ce qui pénalise la méthode, en particulier lorsque.

I. 2. 4. Mode de construction :

❖ Voussoir coulé sur place:

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

Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite.

Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cour de construction sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.

Un 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 l'élément précédent.

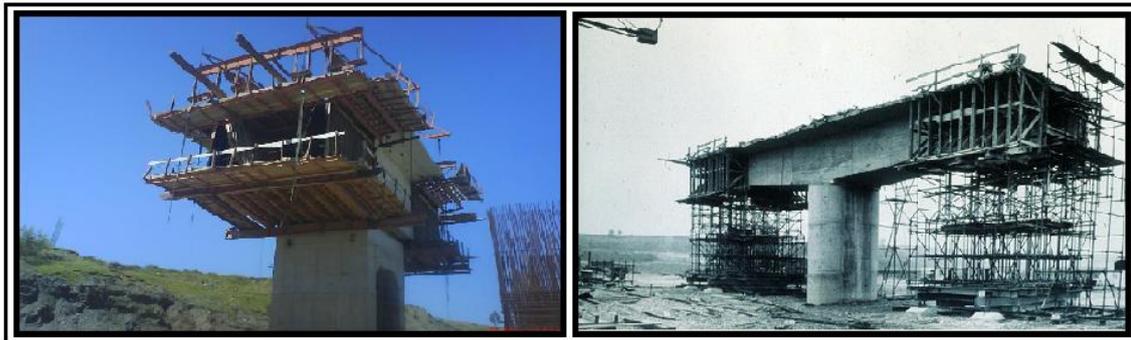


Fig. I.2. Voussoir coulé sur place

❖ 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 de contrôle de la qualité du 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 des problèmes d'étanchéité ainsi que la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.

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



Fig. I.3. Voussoir préfabriqués.

I. 2. 5. Techniques de pose des voussoirs :

Il existe trois techniques possibles de pose des voussoirs au bout de la réalisation de tablier.
(Voire les figures ci _ dessous).

- Pose à la grue ou d'un blondin.
- Pose avec un équipage de levage autonome.
- Pose avec une poutre de lancement.



Fig. I.4. Pose à l'aide d'une grue et d'un blondin.



Fig. I.5. Pose avec un équipage de levage autonome.



Fig. I.6. Pose avec une poutre de lancement.

I.3 L'explication donnée pour la méthode appliquée.

I.3.1 Critères et paramètres de choix

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- 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 constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

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

- La nature du terrain.
- Les conditions aux sites.
- Le profil en long de la chaussée
- La position possible pour les appuis.
- Portée de l'ouvrage
- Délais de réalisation
- Durée de l'utilisation

I.3.2.1 Choix des variantes :

- Nous proposons trois variantes suivantes :
- **Variante N° 1:** Pont à poutre-caissons.
 - **Variante N° 2:** Pont mixte.
 - **Variante N° 3:** Pont à haubans.

I.4.1. Variante N°1: Pont à poutre-caissons:

I.4.1.1. Description :

Dans ce type d'ouvrage d'axe, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inférieur. Le hourdis supérieur débord des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement, La liaison entre les âmes et les hourdis sont complétés par des goussets.

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 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la **hauteur de tablier variable**.

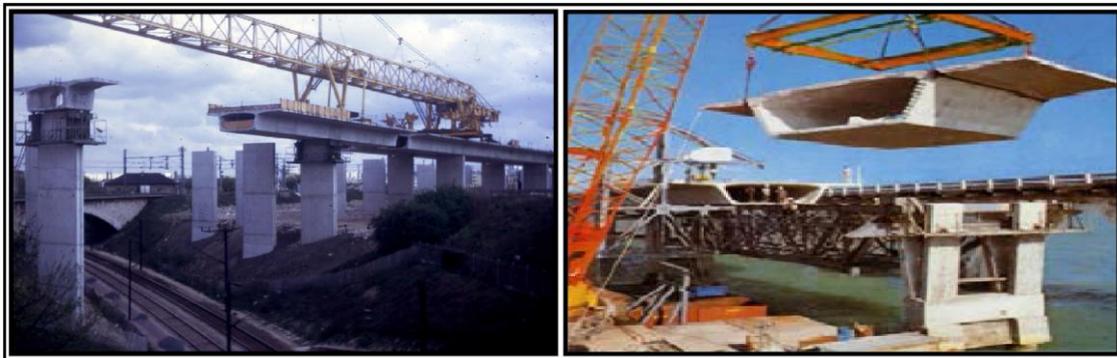


Fig. I.7 : Pont caisson.

I.4.1.2. Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts suivent 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 nombre des caissons sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} L < 13m : \text{Poutre caisson unique.} \\ 13 < L < 18m : \text{Poutre caisson a trois âmes (double cellule).} \\ L \geq 13m \text{ Deux caissons séparés.} \end{array} \right.$$

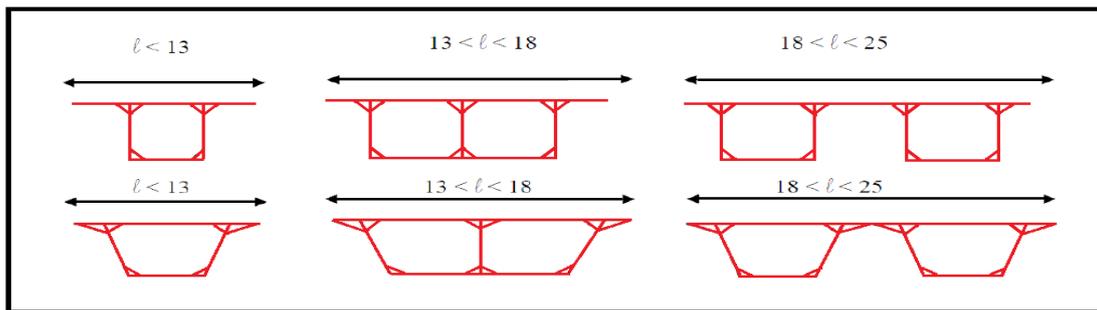


Fig. I.8: Les différents types des caissons.

I.4.1.3. Les avantages et les inconvénients

❖ **Les avantages :**

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

❖ **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.

I.4.2. Variante N°2: Pont mixte :

I.4.2.1. Description :

Le béton assure le rôle de table de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale.

Ainsi la dalle est considérée comme participante à la résistance de l'ensemble.



Fig. I.9. Pont mixte.

I.4.2.2. 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 leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

Le tablier est composé de deux poutres métalliques en « I », chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine, son épaisseur dépend :

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

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...)

I.4.2.3. Les avantages et les inconvénients

❖ Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La possibilité d'exécution et de réparation des poutres.

❖ Les inconvénients :

- L'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande d'une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- La sensibilité au gradient thermique et phénomène de fluage.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier.

- Risque du voilement et de déversement des poutres.
- L'instabilité de membrures tendues au flambement latéral.

I.4.3. Variante N°03 : Pont à haubans

I.4.3.1. 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 où pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont encrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes.



Fig. I. 10. Pont à haubans.

I.4.3.2. Les avantages et les inconvénients

❖ Les avantages :

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

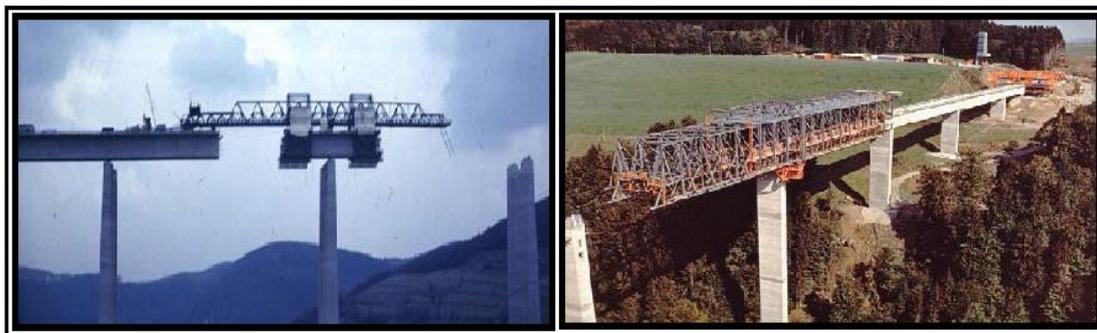
❖ Les inconvénients :

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une quantité importante d'acier (multiplication des câbles de précontrainte de fléau).
- 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.

I.5. MODE DE CONSTRUCTION :**I.5.1. Tablier construit par poussage :**

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à faire construire le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un déplacement de translation suivant son axe, 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 réalisé par tronçons successifs, chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.

**Fig. I .11. Construction par poussage.****I.5.2. Tablier construit par 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 fabriquer le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal.

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

**Fig. I.12. Tablier coulé sur cintre.**

I.5.3. Tablier construit 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 précédent 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.



Fig. I.13. Construction par encorbellement.

I.6. La variante retenue

I.6.1. Analyse multicritères :

- + : Favorable.
- : Défavorable.
- / : Moyen.

Pont Caractéristique	Pont mixte	Pont à haubans	Pont caissons
Economie	-	-	+
Entretien	-	-	+
Esthétique	+	+	+
Exécution	/	-	/

Tab: I. 1. Analyse multicritères des différentes variantes.

Conclusion :

D'après l'analyse d'étalier des trois variantes dans les sens indiqué dans le (Tab: I. 1). On constate que la variante pont à caisson fermé construit par encorbellement successif est convenablement satisfait à la réalisation de notre ouvrage pour son intérêt statique, esthétique et économique.

CHAPITRE II

Conception et Proposition des Variantes

II. Introduction

Notre projet est parmi l'un des projets lancés par le ministère des Travaux Publics dans le cadre de développement de réseaux routiers nationaux, qui concerne la réalisation d'une nouvelle autoroute reliant la Wilaya de *Tizi_ouzou* à l'autoroute *Est_Ouest*.

Le projet sera implanté au niveau de *Draa El Mizan* à la limite de la Wilaya de *Bouira* et prend fin à *Tizi_ouzou* en se raccordant à la **RN12** au niveau de *Oued AL SSebt*.

II.1. Présentation et description de l'ouvrage

II.1.1. Présentation de projet :

Ce travail a été proposé par la direction des Travaux Publics de *Tizi_ouzou*, avec la mission de réalisation par le bureau d'étude **SAETI**.

Cet ouvrage d'art implanté au niveau de localité *Iramdanene* permettra de traverser le *future barrage* de *Tizi – N'tala*.



Fig. II.1 : Vue satellite du site d'implantation de l'ouvrage.

II.1.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles réalisés par le concept d'encorbellement successifs, d'une distance de **1.00 m**. Le pont a une longueur totale de **540 m**, et une largeur de **13.0m** à trois (3) voies de circulation.

Il est compris entre le **PK 21+927.56** et le **PK22+512.56** se compose de six (06) travées :

- Deux travées de rives de **70 m**.
- Quatre travées intermédiaires de **100**
- Cinq (05) piles de hauteurs respectives de : 25.48 m, 69.20 m, 34.366m, 29.15m, et 35.25 m, repose sur des fondations profonde.

II.2. Les exigences fonctionnelle

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.

II.2.1. Données géométriques

II.2.1.1. 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 une courbure de longueur **540m**.

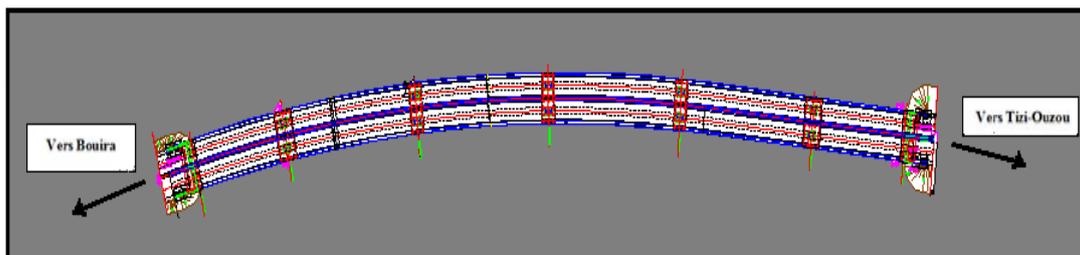


Fig. II.2: Tracé en plan

II.2.1.2. 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 tracé de la voie routière présente une pente de **2,5 %**, d'un sens contraire sur chaque viaduc Comme est indiquée dans la figure ci-dessous.

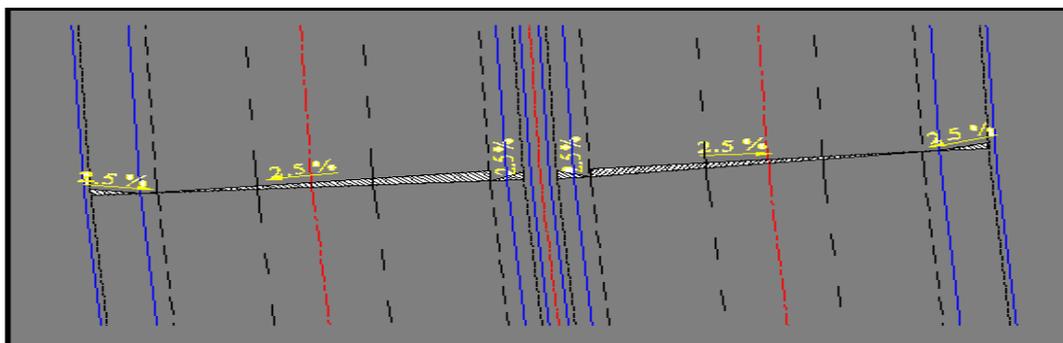


Fig. II.3. Le tracé de la pente sur la voie routière.

II.2.1.3. 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 chassée en **2 sens** de circulation avec **3 voies** pour chaque sens.

- Largeur roulable (d'un sens de circulation) $L_r = 11,00 \text{ m}$.
- Largeur utilisée $L_t = 13,00 \text{ m}$.
- Largeur des trottoirs **1.70 m** du côté adroite et **0.70m** du coté à gauche.

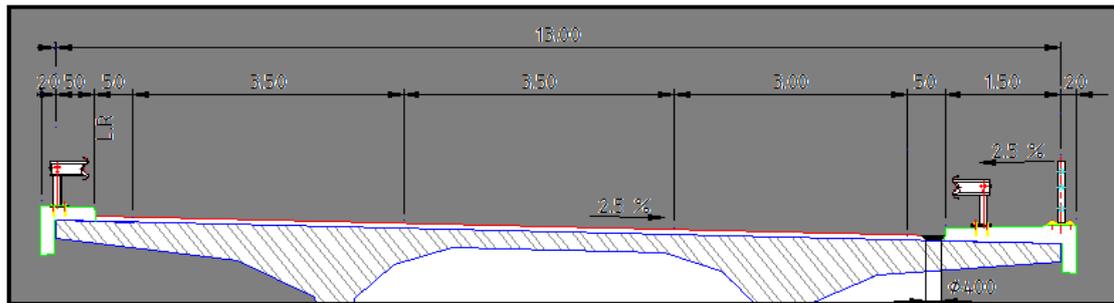


Fig. II.3. Profil en travers

II.3. Les exigences naturelles

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

II.3.1. Données géologiques :

La localité d'**IRAMDANENE** dans la daïra de **DRAA EL MIZANE** est constituée par des limons sableux (cailloux et galets), argile grise très plastique, mica schiste de teinte grise. 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 tirés de laboratoire de la **D.T.P de T.O.**).

II.3.2.Reconnaissance et données géotechnique :

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

Elles sont obtenues a partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, aussi 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. La reconnaissance et essais géotechniques 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).

❖ Carottage et prélèvement de l'échantillon

L'action mécanique de carottage est réalisée en quatre phases principales : descente, fonçage, accouplement, remontée, à une profondeur importante.

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

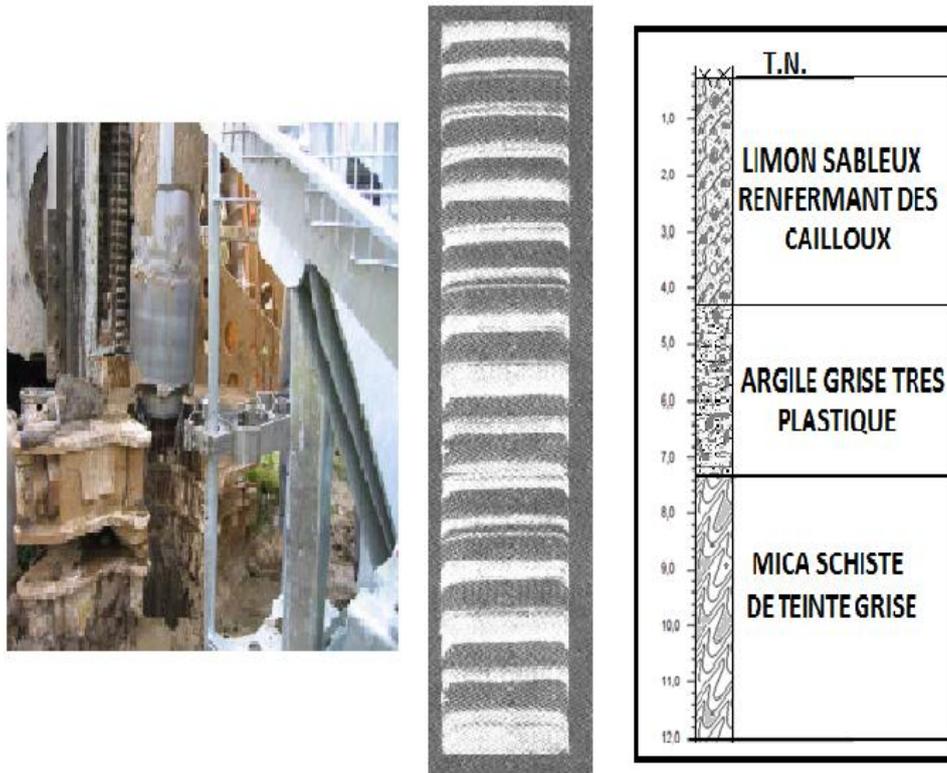


Fig. II.3. Rapport de sondage géotechnique.

❖ Essai pressiométriques

Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de 85,16 bars à 2,50 m jusqu'à 1308.3 bars à 12 m de profondeur.

La pression limite « P_L » qui définit la résistance du sol à la rupture, varie de 11 bars à 2,00 m jusqu'à 32,17 bars à 20 m de profondeur.

NOTA :

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

- 10 963 KN à l'ELS pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 14 472 KN à l'ELU pour un pieu de 12 m de profondeur.
- 16 885 KN à l'ELA pour un pieu de 12 m de profondeur.



Fig. II. 4. Essai pressiométriques.

CHAPITRE III

Caractéristiques des Matériaux

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 qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

III.1.1. Dosage

Le béton est dosé à **400 kg/m³** 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 : f_{c28} .

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.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35\text{MPa} \rightarrow \text{pour le béton du tablier.} \\ 27\text{MPa} \rightarrow \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas la résistance caractéristique à la compression sera :

$$\begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} & \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \\ j < 28 \text{ jours} & \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \end{cases}$$

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 :

Pour: $\begin{cases} \text{Le tablier} & , f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa} \\ \text{Les appuis} & , f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,2 \text{ MPa} \end{cases}$

Avec : f_{tj}, f_{cj} en MPa

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

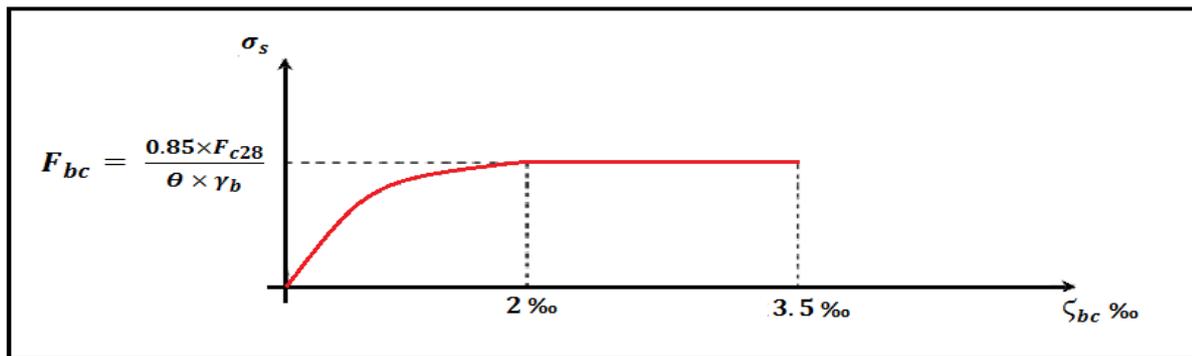


Fig. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

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

- F_{bu} : La contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si : } T > 24h \\ 0,9 & \text{si : } 1h \leq T \leq 24h \\ 0,85 & \text{si : } T < 1h \end{cases}$$

- T : La durée probable d'application de la combinaison d'action
- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires. (en service)} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles. (en construction)} \end{cases}$$

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 (ν) représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient (ν) du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue. Avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, (ν) devient **Nul**.

On prend pour les calculs de béton la valeur :

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

III.1.8. Module de déformation longitudinale du béton E

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

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

$$E_{ij} = \begin{cases} 35982 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour le tablier.} \\ 33000 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

Module de déformation différée (*longue durée*) :

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

$$E_{vj} = \begin{cases} 12103 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour le tablier.} \\ 11100 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

III.1.9. Module de Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

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

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 $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

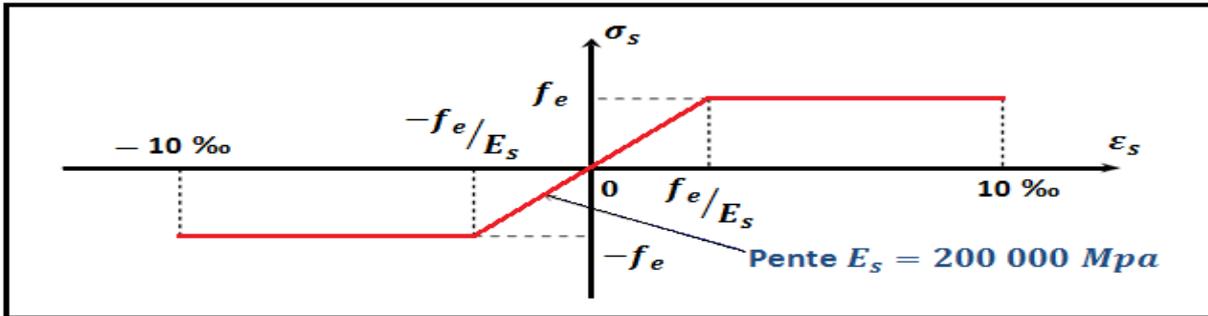


Fig. III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

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

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

La contrainte limite à la traction σ_s dépend du type de fissuration

Pour la fissuration peu préjudiciable, $\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Pour la fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e ; \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

Pour la fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

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

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 **T15_{super}**.



Fig. III.3 : Acier actif ou toron

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

- Section nominale d'un toron : 139 mm^2 .
- Poids de 1T15s = $1,175 \text{ (kg/m)}$
- Section nominale d'un câble à 19 torons, $A_p = 2641 \text{ mm}^2$ ($139 \text{ mm}^2 \times 19$)
- Diamètre extérieur de la gaine : 88 mm .
- Diamètre intérieur de la gaine : 80 mm

III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques

- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.
- 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 ; $\rho_{1000} = 2,5\%$ (acier à très basse relaxation TBR),
 $\mu_0 = 0,43 \%$ (TBR).
- Recul d'ancrage : 6 mm .
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$
- $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

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

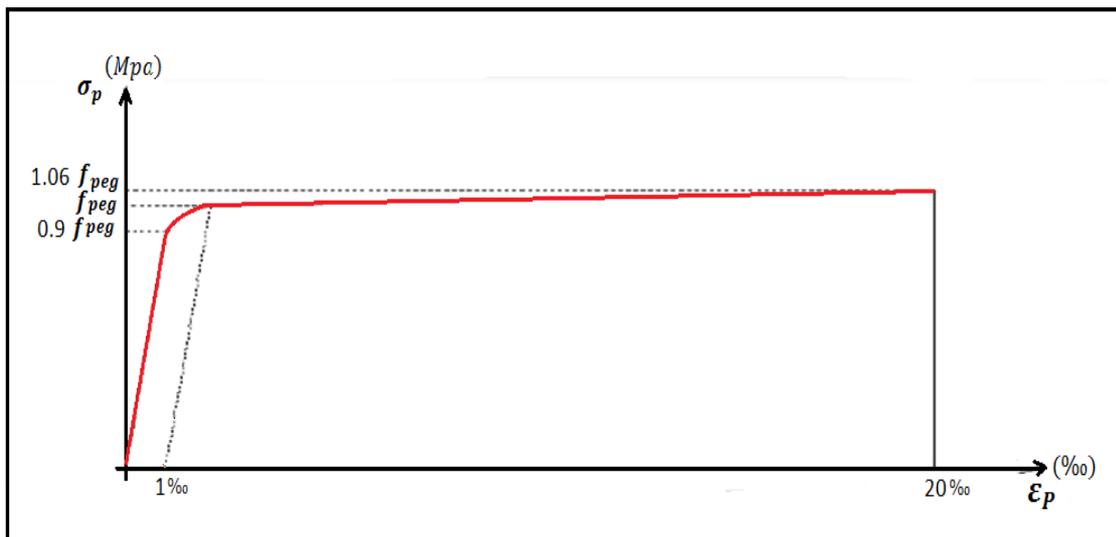


Fig. II I.4 : Diagramme contraintes- déformations des aciers de précontrainte.

CHAPITRE IV

Pré-dimensionnement et Caractéristiques Géométriques

IV.1. Pré-dimensionnement

IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage

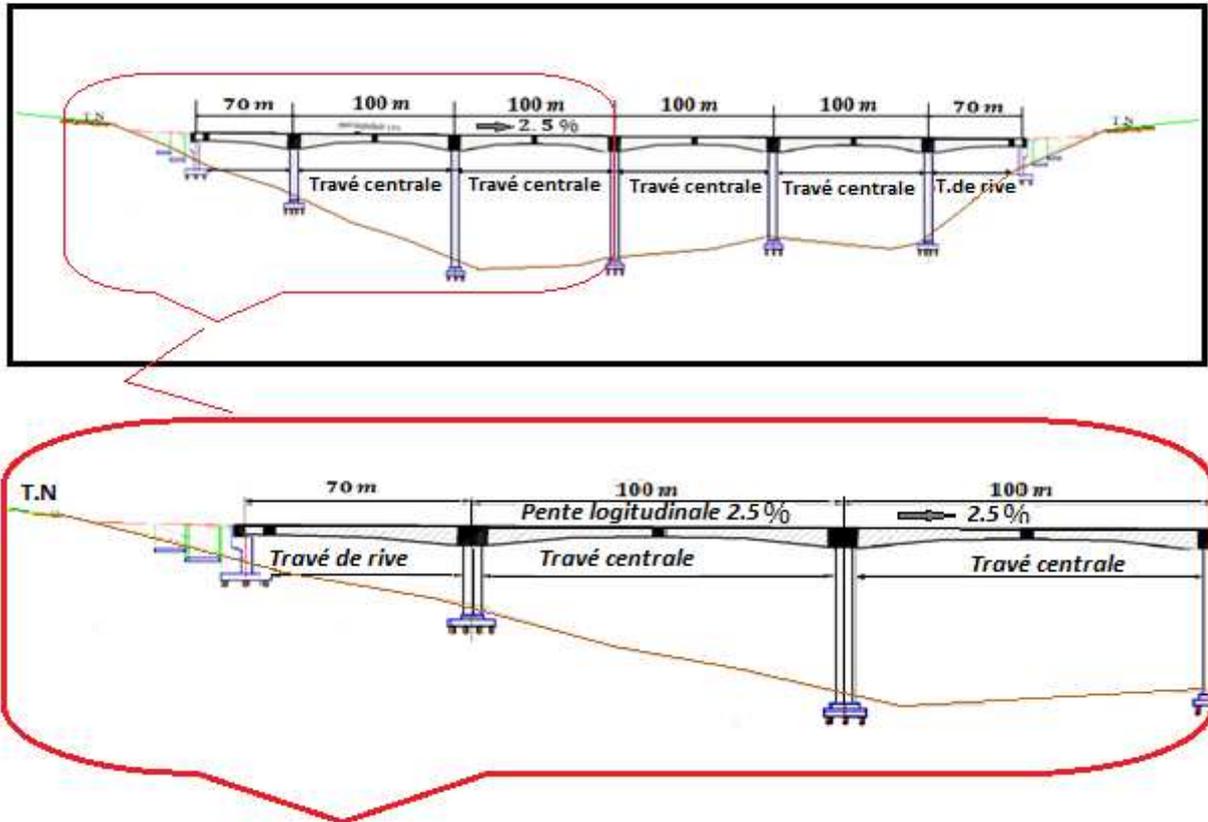


Fig. IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage

L'ouvrage comporte deux travées de rive, et quatre travées intermédiaires ayant respectivement les portées suivantes : 70 m, 100 m.

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, et poser sur cinq piles avec un encastrement parfait.

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 renversant 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 :

$$0.5L_i \leq L_r \leq 0.7L_i \quad \left\{ \begin{array}{l} L_i = 100\text{m} \\ 0.5 L_i = 50\text{m} \\ 0.7 L_i = 70\text{m} \end{array} \right. , \quad \text{On prend:} \quad L_r = 70 \text{ m}$$

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 (hp) est généralement comprise entre : $\frac{l}{18} \leq hp \leq \frac{l}{16}$

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.

$$\frac{l}{18} \leq hp \leq \frac{l}{16}$$

D'où :
$$\frac{100}{18} \leq hp \leq \frac{100}{16}$$

Donc :
$$5.55 \leq hp \leq 6.25m$$

Pour notre cas on prend :

$$hp = 6m$$

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 (hc) est généralement comprise entre :

$$\frac{l}{35} \leq hc \leq \frac{l}{30}$$

D'où :
$$\frac{100}{35} \leq hc \leq \frac{100}{30}$$

Donc :
$$2.86 \leq hc \leq 3.33m$$

Dans notre cas on prend :

$$hc = 3m$$

- **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 par la correction dite de *Résal*, inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.

IV.1.4. Découpage des voussoirs

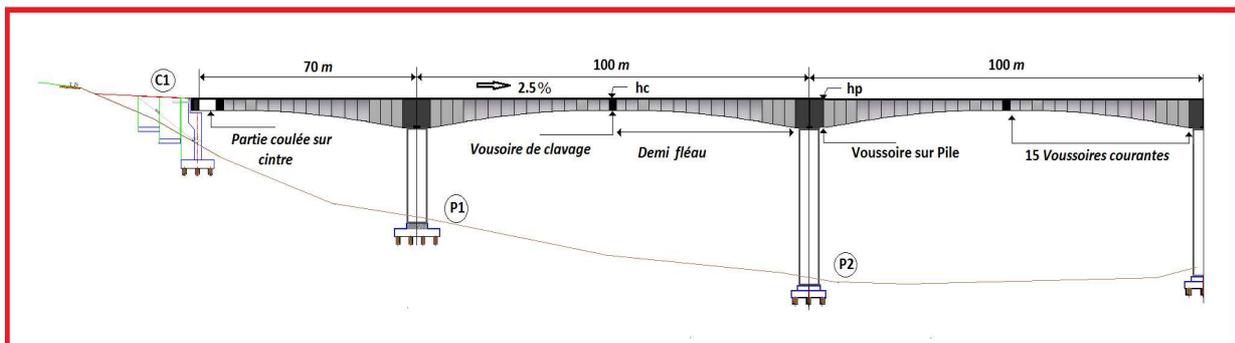
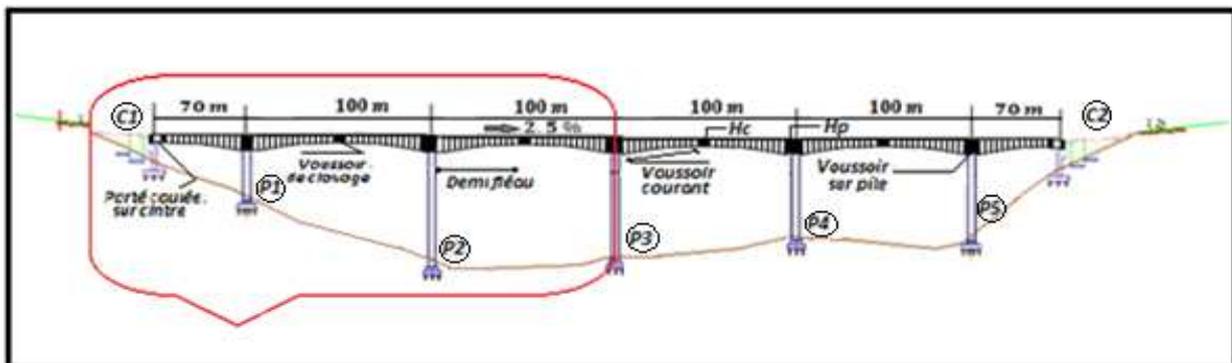


Fig. IV.2 : Découpage en voussoirs.

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** (05voussoirs).
- Voussoirs courant : **3m** (150voussoirs de hauteurs variables).
- Voussoir de clavage : **2m** (06 voussoirs).
- Voussoirs sur culée : **19m** (02 voussoirs, coulées sur cintre).

IV.1.5. Pré-dimensionnement de la section transversale

➤ Choix et forme du caisson (CALGARO 2006)

• 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 13 m 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** %.

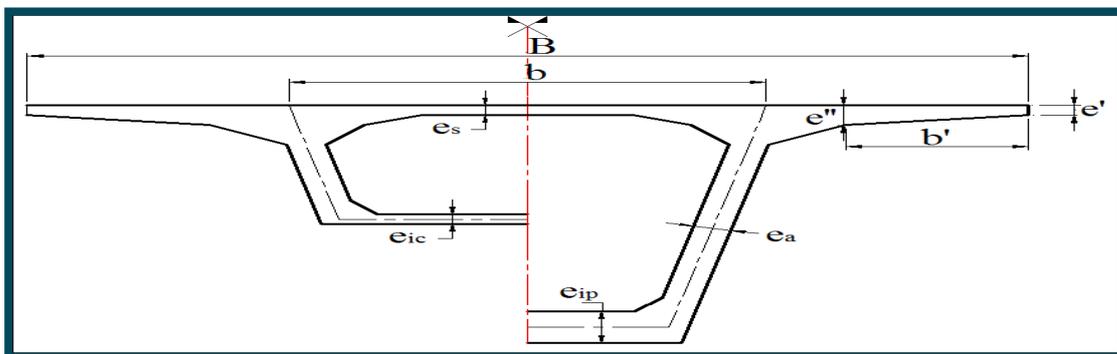


Fig. IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes

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 :

$$\begin{cases} e_{min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12T13 \\ e_{min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12T15 \\ e_{min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19T15 \end{cases}$$

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

$$e_a = 26(cm) + \frac{l(m)}{5} \quad ; \quad l: \text{ La portée de travers.}$$

D'où :

$$e_a = 26(cm) + 1005$$

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

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 19T15s, alors : $e_a \geq 44 \text{ cm}$

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 :

$$\text{Arc tg}\alpha < 14.00$$

Donc : $\alpha \leq 14.04$

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 $b = 6.5 \text{ m}$

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:

$$\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30 \quad ; \quad b : \text{ étant l'entraxe des âmes.}$$

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

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

$$e' (\text{cm}) \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm}$$

On choisi: $e' = 25 \text{ cm}$

IV.1.5.5. Epaisseur du hourdis inférieure

L'épaisseur du hourdis 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 clé**

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

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi, \Phi : \text{étant le diamètre de conduits de précontraintes.} \\ \frac{e_a}{3}, e_a : \text{étant l'épaisseur des âmes} \end{cases}$$

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times \Phi, \Phi : 3 \times 8.2 = 24,6 \text{ cm} \\ \frac{e_a}{3} = \frac{50}{3} = 16,67 \text{ cm} \end{cases}$$

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 :

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

$$e_{ip} = 2.5 \times 24.6 = 62.5 \text{ cm}$$

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**

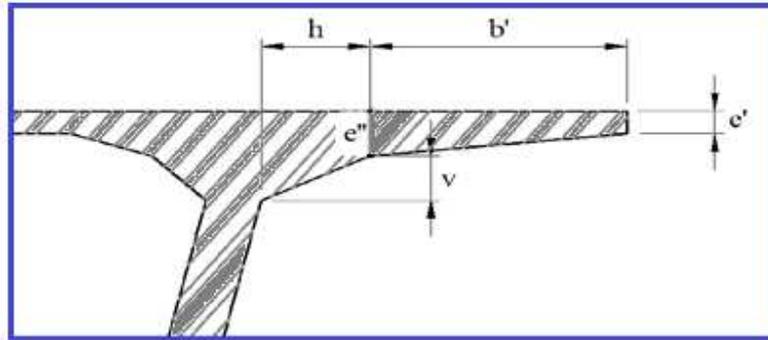


Fig. IV.4 : Gousset supérieur

La valeur (e'') est comprise entre :

$$\frac{b'}{5} \leq e'' \leq \frac{b'}{7}$$

Avec: $b' = 2.36\text{m}$ on aura :

$$33,71 \leq e'' \leq 47,2\text{cm}$$

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

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est 26.56°

$$\text{tg } 26.56^\circ = \frac{v}{h} \quad ; \quad \text{avec: } \begin{cases} v = 50\text{ cm} \\ h = 100\text{ cm} \end{cases}$$

- **Gousset inférieure**

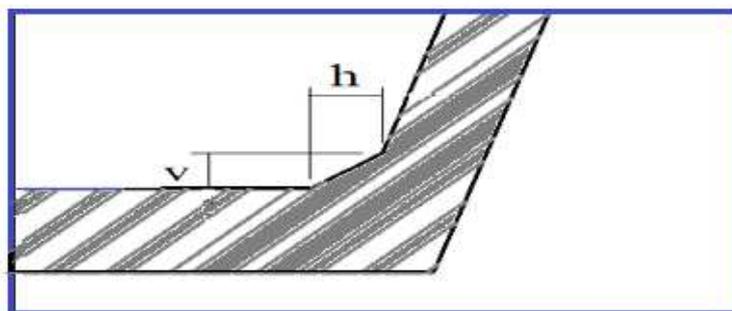


Fig. IV.5 : Gousset inférieure

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

On opte pour un angle d'inclinaison de 45° .

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

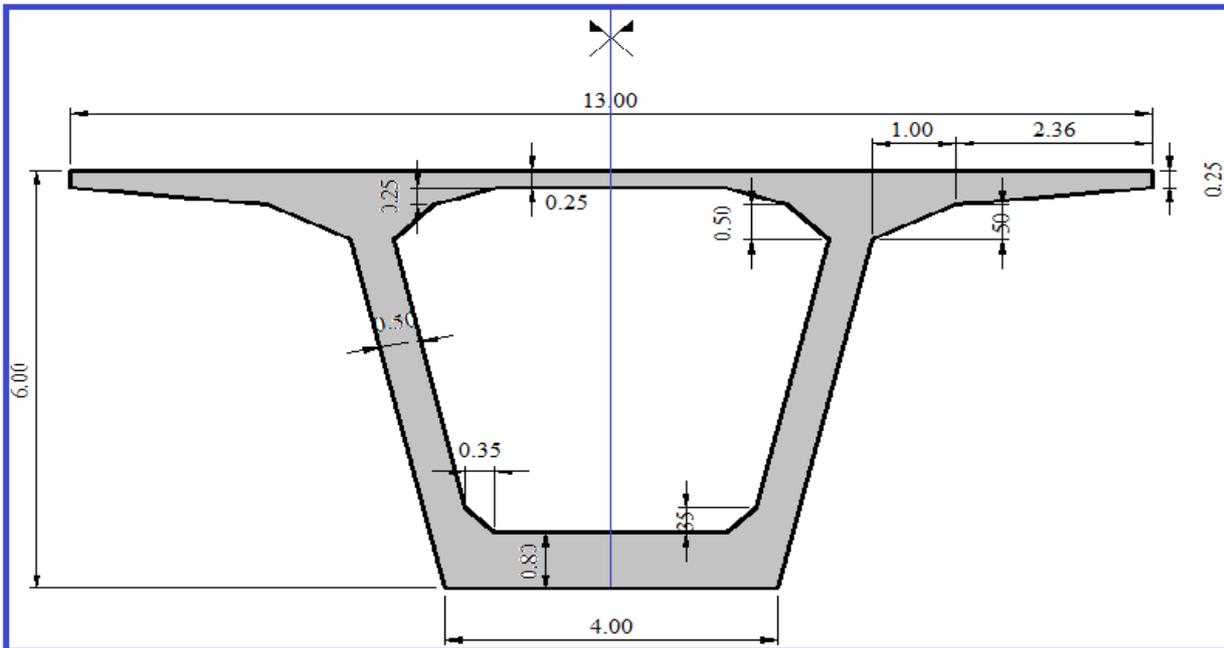


Fig. IV.6 : La section du voussoir sur pile.

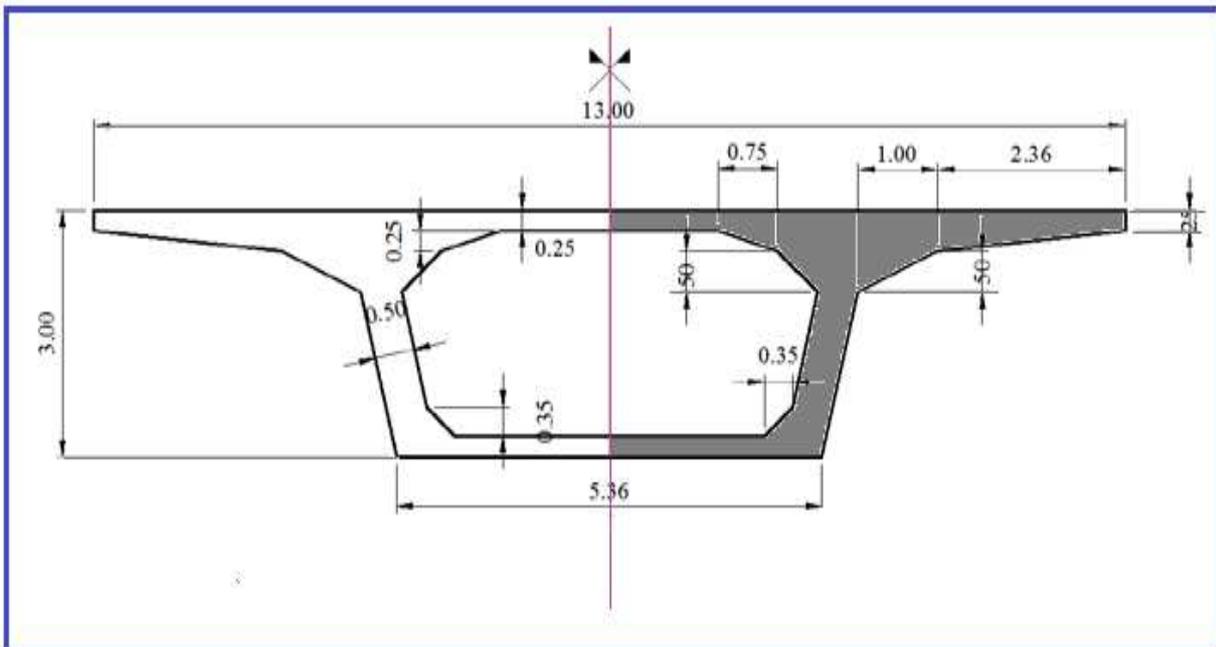


Fig. IV.7 : La section du voussoir à la clé.

IV.2. Caractéristiques géométriques

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

Pour faciliter le travail on divise le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées(i)

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

Tab. IV.1 : Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques

IV.2.1. Section sur pile

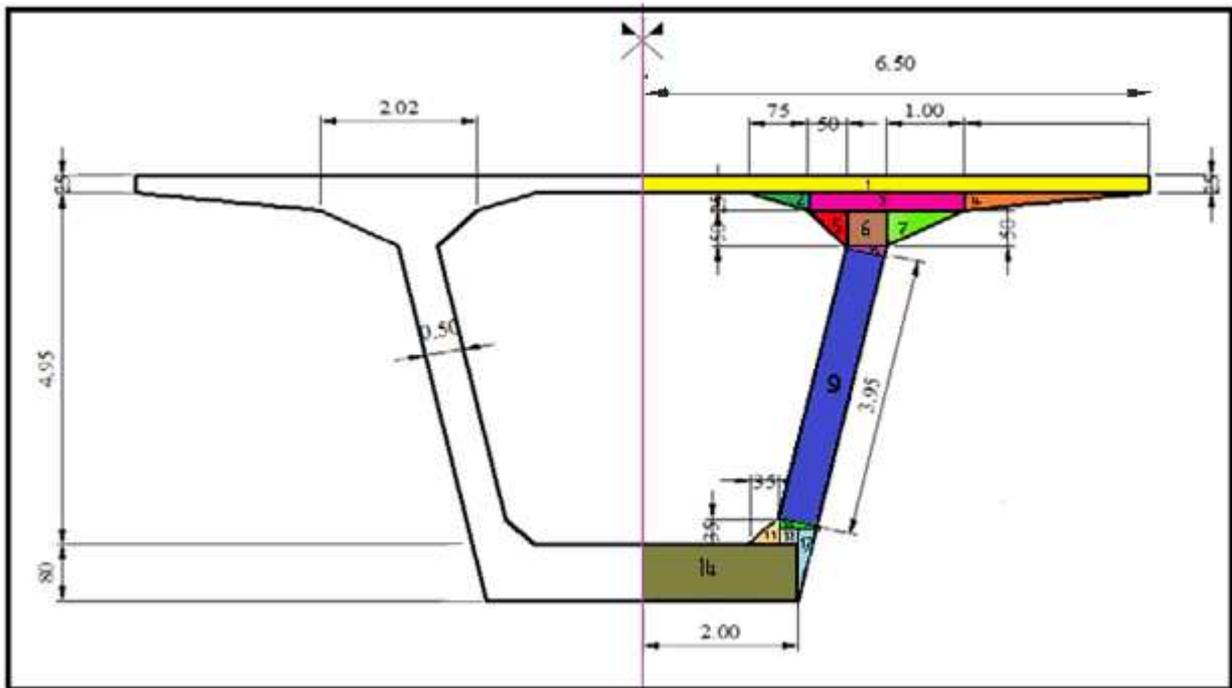


Fig. IV.8 : Coupe transversale du voussoir sur pile.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C.	b (m)	h (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 \times S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)
1		6,5000	0,2500	1,6250	5,8750	9,5469	5,4336	8,8295	0,0085	8,8380
2		0,7500	0,2500	0,0938	5,6667	0,5313	4,5057	0,4224	0,0003	0,4227
3		2,0100	0,2500	0,5025	5,6250	2,8266	4,3306	2,1761	0,0026	2,1787
4		2,3600	0,2500	0,2950	5,6667	1,6717	4,5057	1,3292	0,0010	1,3302
5		0,5000	0,5000	0,1250	5,3333	0,6667	3,2016	0,4002	0,0017	0,4019
6		0,5100	0,5000	0,2550	5,2500	1,3388	2,9104	0,7422	0,0053	0,7475
7		1,0000	0,5000	0,2500	5,3333	1,3333	3,2016	0,8004	0,0035	0,8039
8		0,5000	0,1100	0,0275	4,9290	0,1355	1,9182	0,0528	0,0001	0,0528
9		0,5000	3,9500	1,9750	3,0200	5,9645	0,2746	0,5423	2,5679	3,1102
10		0,4900	0,1100	0,0270	1,0770	0,0291	6,0861	0,1643	0,0001	0,1643
11		0,3500	0,3500	0,0613	0,9170	0,0562	6,9011	0,4227	0,0004	0,4231
12		0,2500	0,2400	0,0600	0,9200	0,0552	6,8854	0,4131	0,0003	0,4134
13		0,2400	1,0400	0,1248	0,6930	0,0865	8,1282	1,0144	0,0075	1,0219
14		2,0000	0,8000	1,6000	0,4000	0,6400	9,8847	15,8156	0,0853	15,9009
Σ		/	/	7,0218	/	24,8821	/	/	/	35,8096

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

❖ Calcul :

- $Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = \frac{24,8821}{7,0218} = 3.544 \text{ m}$
- $X_G = 6.50 \text{ m}$
- $S = 2 \times S_i = 2 \times 7,0218 = 14.0436 \text{ m}^2$
- $I_{Gx} = 2 \times IGx = 2 \times 35,8096 = 71.619186 \text{ m}^4$
- $V = H - Y_G = 6,0 - 3,544 = 2,456 \text{ m}$
- $V' = Y_G = 3.544 \text{ m}$
- $\rho = \frac{IGx}{S V V'} = \frac{71.619186}{(14.0436 \times 2,456 \times 3.544)} = 0.586$
- $C = \rho \cdot V = 0.586 \times 2,456 = 1.439 \text{ m}$
- $C' = \rho \cdot V' = 0.586 \times 3.544 = 2.077 \text{ m}$

IV.2.2. Section sur culée

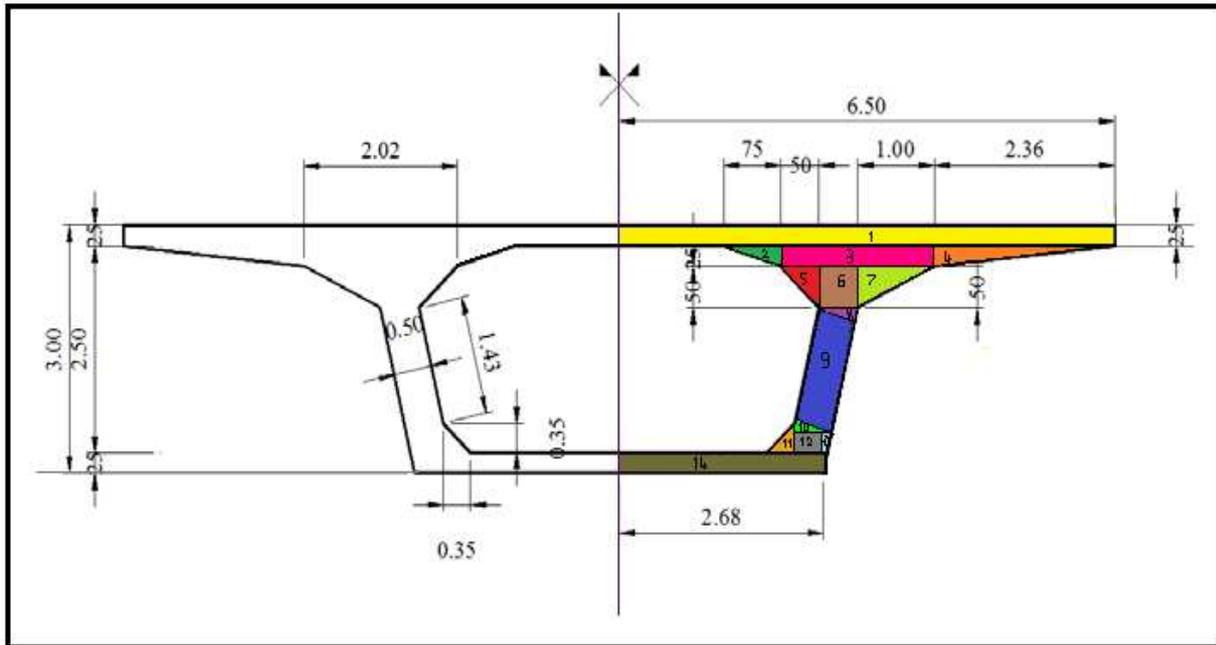


Fig. IV.9: Coupe transversale du voussoir sur clé.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

N°	C.	b (m)	h (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 \times S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)
1		6,5000	0,2500	1,6250	2,8750	4,6719	1,0465	1,7006	0,0085	1,7091
2		0,7500	0,2500	0,0938	2,6670	0,2500	0,6642	0,0623	0,0003	0,0626
3		2,0100	0,2500	0,5025	2,6250	1,3191	0,5975	0,3003	0,0026	0,3029
4		2,3600	0,2500	0,2950	2,6670	0,7868	0,6642	0,1959	0,0010	0,1970
5		0,5000	0,5000	0,1250	2,3330	0,2916	0,2314	0,0289	0,0017	0,0307
6		0,5100	0,5000	0,2550	2,2500	0,5738	0,1584	0,0404	0,0053	0,0457
7		1,0000	0,5000	0,2500	2,3330	0,5833	0,2314	0,0578	0,0035	0,0613
8		0,5000	0,1100	0,0275	1,9290	0,0530	0,0059	0,0002	0,0002	0,0002
9		0,5000	3,9500	1,9750	1,2500	2,4688	0,3624	0,7157	0,1218	0,8376
10		0,4900	0,1100	0,0270	0,5270	0,0142	1,7556	0,0473	0,00010	0,0473
11		0,3500	0,3500	0,0613	0,3670	0,0225	2,2052	0,1351	0,0004	0,1355
12		0,3800	0,2400	0,0912	0,3700	0,0337	2,1963	0,2003	0,0004	0,2007
13		0,1100	0,4900	0,0270	0,3270	0,0088	2,3256	0,0627	0,0004	0,0630
14		2,6800	0,2500	0,6700	0,1250	0,0838	2,9825	1,9983	0,0035	2,0018
Σ		/	/	6,0251	/	11,1611	/	/	/	5,6953

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

❖ Calcul :

- $Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = \frac{11,1611}{6,0251} = 1.852m$
- $X_G = 6.50 m$
- $S = 2 \times S_i = 2 \times 6,0251 = 12.0502 m^2$
- $I_{Gx} = 2 \times IGx = 2 \times 5,6953 = 11.390684 m^4$
- $V = H - Y_G = 3,0 - 1.852 = 1.148 m$
- $V' = Y_G = 1.852 m$
- $\rho = \frac{IGx}{S V V'} = \frac{71.619186}{(12.0502 \times 1.148 \times 1.852)} = 0.445$
- $C = \rho \cdot V = 0.445 \times 1.148 = 0.511 m$
- $C' = \rho \cdot V' = 0.445 \times 1.852 = 0.824m$

IV.2.3. Loi de variation des différents paramètres

L'extrados a une pente de 0.53 %.

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.
- L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c = 3,00 m$ sur culée, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre $h_p = 6,00m$ au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.

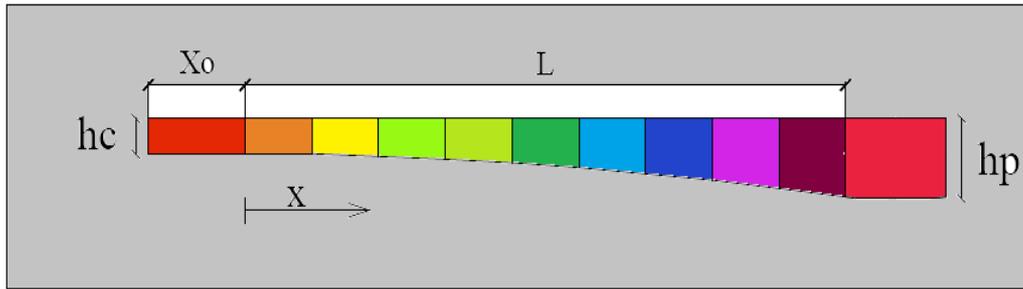


Fig. IV.10 : Variation de la hauteur de la travée de rive.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes (SETRA, 2003).

- $\{ h(X) = h_c = 3 \text{ m} \quad \text{Si: } X \leq 0$
- $\begin{cases} h(X) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \\ h(X) = 3 + 0.00148 X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } 0 < X \leq L$

Avec :

- h_c : hauteur de la poutre à la clé.
- h_p : hauteur de la poutre sur pile.

❖ Travée intermédiaire

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

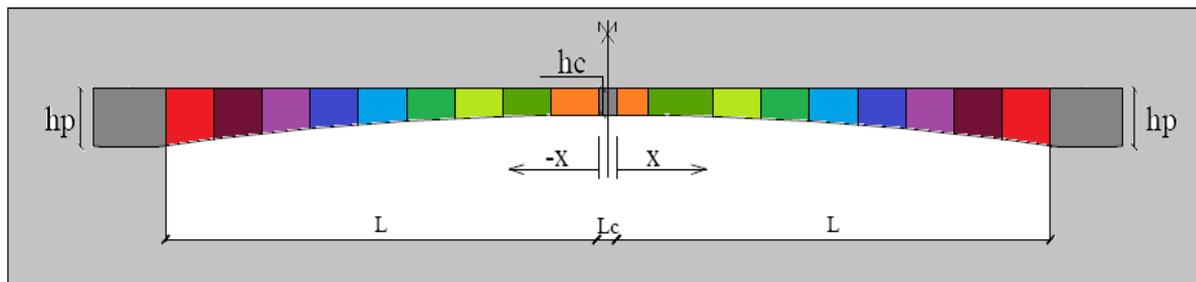


Fig. IV.11 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

- $\begin{cases} h(X) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \\ h(X) = 3 + 0.00148 X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } 0 < X \leq L$
- $\begin{cases} h(X) = h_c + (h_p - h_c) \\ h(X) = 3 + 0.00148 X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } L \leq X \leq 0$

IV.2.3.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur e (x)

❖ Travée de rive

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

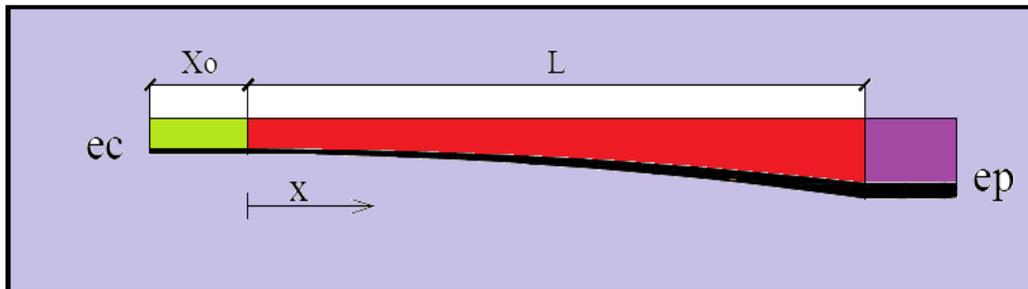


Fig. IV.12 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

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

- $\{e(X) = e_{ic} = 0.25 \text{ m} \quad \text{Si: } X \leq 0$

Avec :

e_{ic} : épaisseur du hourdis inférieur à la clé
 e_p : épaisseur du hourdis inférieur sur pile.

❖ Travée intermédiaire

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

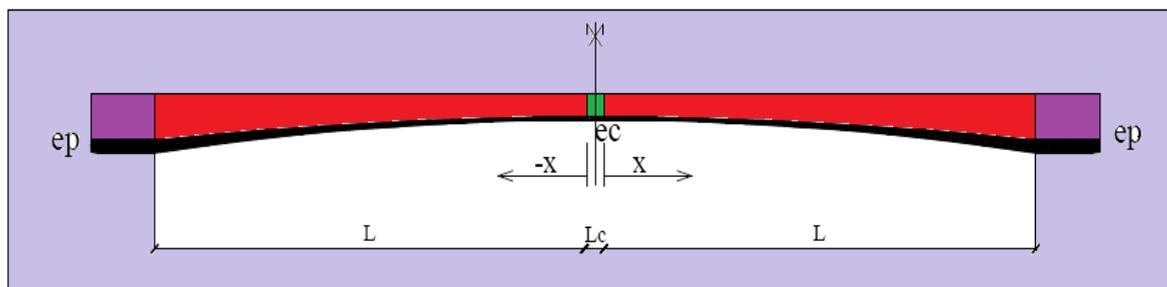


Fig. IV.13 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

- $\begin{cases} e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \\ e(X) = 0.25 + 0.00027 X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } 0 < X \leq L$
- $\begin{cases} e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \\ e(X) = 0.25 + 0.00027 X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } L \leq X \leq 0$

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 :

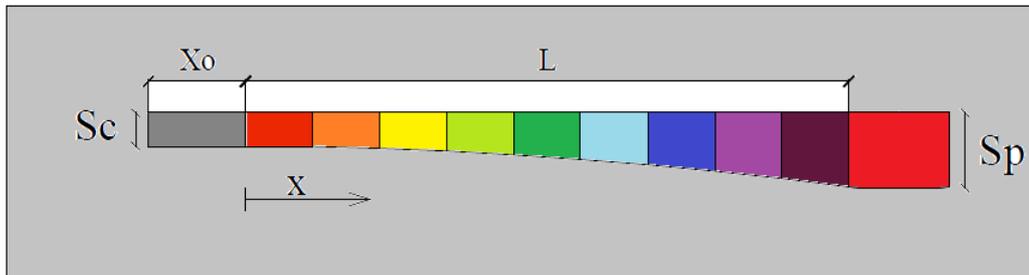


Fig. IV.14 : Variation de la section de la travée de rive.

- $\{S(X) = S_c = 12.0502 \text{ m}^2 \quad \text{Si: } X \leq 0$
- $\left\{ \begin{aligned} S(X) &= S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 \\ S(X) &= 12.0502 + 0.00098 X^2 \end{aligned} \right. \quad \text{Si: } 0 < X \leq L$

Avec :

- S_c : section de la poutre à la clé.
- S_p : section de la poutre sur pile

❖ Travée intermédiaire

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

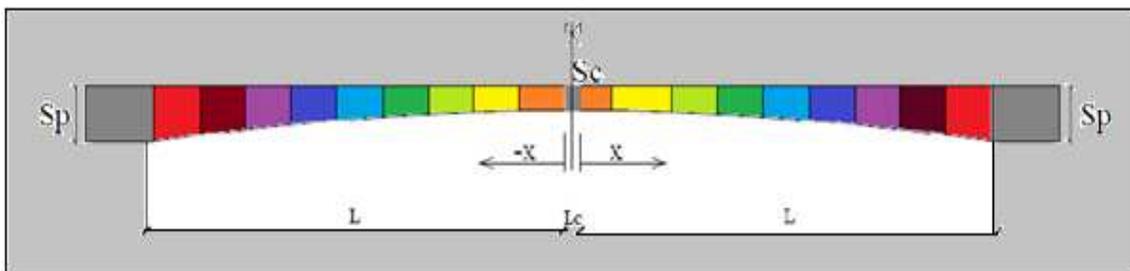


Fig. IV.15 : Variation de la section de la travée intermédiaire

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

- $$\begin{cases} S(X) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 & \text{Si: } 0 < X \leq L \\ S(X) = 12.0502 + 0.00098 X^2 \end{cases}$$
- $$\begin{cases} S(X) = S_c + (S_p - S_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2 & \text{Si: } L \leq X \leq 0 \\ S(X) = 12.0502 + 0.00098 X^2 \end{cases}$$

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 $I=Kh^2$ et la loi de variation d'une section plein et rectangulaire $I=Kh^3$.

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

❖ Travée de rive

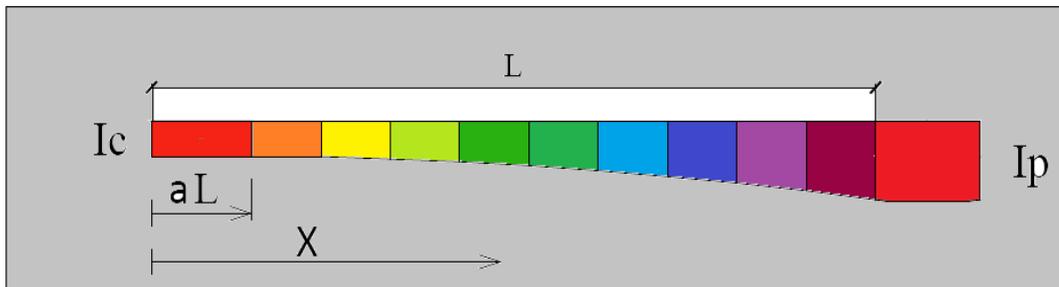


Fig. IV.16 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée de rive.

La variation des inerties est donnée par les relations suivantes (Calgaro, 1994)

- $$\begin{cases} I(X) = I_c = 11.3907 \text{ m}^4 & \text{Si: } 0 \leq X \leq \alpha L \\ I(X) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x-\alpha L}{L-\alpha L} \right)^2 \right]^{(5/2)} & \text{Si: } \alpha L \leq X \leq L \end{cases}$$

Avec :

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

$$K = \left[\left(\frac{71.6191}{11.3906} \right)^{0.4} - 1 \right] = 1.086$$

❖ Travée intermédiaire

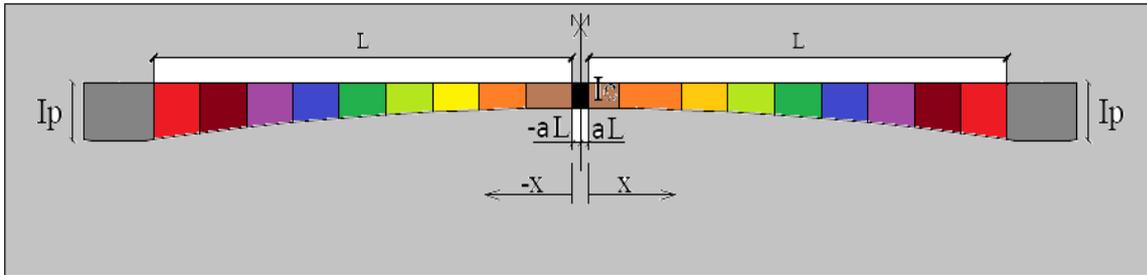


Fig. IV.17 : Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

- $$\begin{cases} I(X) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right]^{(5/2)} & \text{Si: } 0 \leq X \leq L \\ I(X) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right]^{(5/2)} & \text{Si: } L \leq X \leq 0 \end{cases}$$

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] (Calgaro, 1994)

❖ Travée de rive

- $$\{ Y_G(X) = Y_{gc} = 1.852 \text{ m} \quad \text{Si: } X \leq 0$$
- $$\begin{cases} Y_G(X) = Y_{gc} + (Y_{gp} - Y_{gc}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ Y_G(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } 0 \leq X \leq L$$

❖ Travée intermédiaire

- $$\begin{cases} Y_G(X) = Y_{gc} + (Y_{gp} - Y_{gc}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ Y_G(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } 0 \leq X \leq L$$
- $$\begin{cases} Y_G(X) = Y_{gc} + (Y_{gp} - Y_{gc}) \left(\frac{X}{L} \right)^2 \\ Y_G(X) = 1.852 + 0.00084X^2 \end{cases} \quad \text{Si: } L \leq X \leq 0$$

❖ Paramètre de la travée de rive

Abs(X) (m)	h(X) (m)	e(X) (m)	S(X) (m ²)	Y _G (X) (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-19	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
-2	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
0	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
3	3,013	0,252	12,059	1,860	11,530	1,154	1,860	0,446	0,514	0,829
6	3,053	0,260	12,086	1,882	11,952	1,171	1,882	0,449	0,525	0,845
9	3,120	0,272	12,130	1,920	12,677	1,200	1,920	0,454	0,544	0,871
12	3,213	0,289	12,191	1,973	13,736	1,240	1,973	0,461	0,571	0,909
15	3,333	0,311	12,271	2,041	15,172	1,292	2,041	0,469	0,606	0,957
18	3,480	0,338	12,368	2,124	17,045	1,355	2,124	0,479	0,649	1,017
21	3,653	0,369	12,482	2,222	19,430	1,430	2,222	0,490	0,700	1,088
24	3,853	0,406	12,615	2,336	22,418	1,517	2,336	0,502	0,761	1,172
27	4,079	0,447	12,765	2,464	26,118	1,615	2,464	0,514	0,830	1,267
30	4,332	0,493	12,932	2,464	30,662	1,724	2,608	0,527	0,909	1,375
33	4,612	0,544	13,117	2,767	36,201	1,845	2,767	0,541	0,998	1,496
36	4,918	0,600	13,320	2,941	42,911	1,977	2,941	0,554	1,096	1,629
39	5,251	0,661	13,541	3,130	50,991	2,121	3,130	0,567	1,203	1,775
42	5,611	0,726	13,779	3,334	60,682	2,277	3,334	0,580	1,321	1,934
45	6,000	0,800	14,044	3,544	71,619	2,456	3,544	0,586	1,439	2,077

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

❖ Paramètre de la travée intermédiaire

Abs(X) (m)	h(X) (m)	e(X) (m)	S(X) (m ²)	Y _G (X) (m)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	ρ	C (m)	C' (m)
-1	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
0	3,000	0,250	12,050	1,852	11,391	1,148	1,852	0,445	0,510	0,823
3	3,013	0,252	12,059	1,860	11,530	1,154	1,860	0,446	0,514	0,829
6	3,053	0,260	12,086	1,882	11,952	1,171	1,882	0,449	0,525	0,845
9	3,120	0,272	12,130	1,920	12,677	1,200	1,920	0,454	0,544	0,871
12	3,213	0,289	12,191	1,973	13,736	1,240	1,973	0,461	0,571	0,909
15	3,333	0,311	12,271	2,041	15,172	1,292	2,041	0,469	0,606	0,957
18	3,480	0,338	12,368	2,124	17,045	1,355	2,124	0,479	0,649	1,017
21	3,653	0,369	12,482	2,222	19,430	1,430	2,222	0,490	0,700	1,088
24	3,853	0,406	12,615	2,336	22,418	1,517	2,336	0,502	0,761	1,172
27	4,079	0,447	12,765	2,464	26,118	1,615	2,464	0,514	0,830	1,267
30	4,332	0,493	12,932	2,464	30,662	1,724	2,608	0,527	0,909	1,375
33	4,612	0,544	13,117	2,767	36,201	1,845	2,767	0,541	0,998	1,496
36	4,918	0,600	13,320	2,941	42,911	1,977	2,941	0,554	1,096	1,629
39	5,251	0,661	13,541	3,130	50,991	2,121	3,130	0,567	1,203	1,775
42	5,611	0,726	13,779	3,334	60,682	2,277	3,334	0,580	1,321	1,934
45	6,000	0,800	14,044	3,544	71,619	2,456	3,544	0,586	1,439	2,077

Tab. IV.5 : Tableau récapitulatif des variations des différents paramètres de la 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.

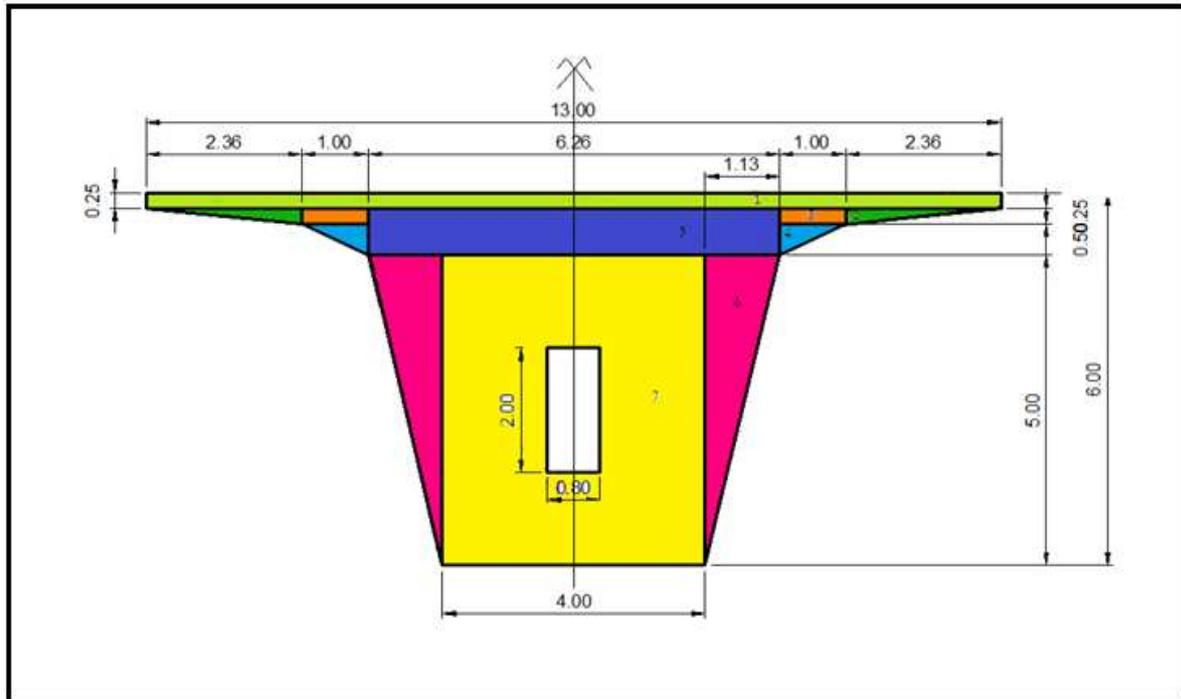


Fig. IV.18 : Coupe transversale du voussoir plein sur pile.

	b (m)	h (m)	S_i (m ²)	Y_{Gi} (m)	$S_i \times Y_{Gi}$ (m ³)	d_i^2 (m ²)	$d_i^2 \times S_i$ (m ⁴)	I_{Gi} (m ⁴)	I_{Gx} (m ⁴)	
1	13,000	0,250	3,250	5,875	19,094	5,579	18,133	0,017	18,149	
2	2,360	0,250	0,590	5,667	3,343	4,636	2,735	0,002	2,737	
3	1,000	0,250	0,500	5,625	2,813	4,46	2,230	0,003	2,233	
4	1,000	0,500	0,500	5,333	2,667	3,313	1,656	0,007	1,663	
5	6,260	0,750	4,695	5,375	25,236	3,467	16,278	0,220	16,499	
6	1,130	0,500	5,650	3,333	18,832	0,032	0,183	7,847	8,030	
7	4,000	0,500	18,400	2,500	46,000	1,026	18,880	41,133	60,013	
/	Σ	/	/	/	117,983	/	/	/	109,325	
/	Vide	0,800	2,000	1,600	2,500	4,000	1,026	1,642	0,533	2,175

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

❖ Calcul :

- $Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = \frac{117,983}{33,585} = 3,513 \text{ m}$
- $X_G = 6.50 \text{ m}$
- $S_i = 33,585 \text{ m}^2$
- $I_{Gx} = 2 \times I_{Gx} = 2 \times 54,663 = 109,325 \text{ m}^4$
- $V = H - Y_G = 6,0 - 3,513 = 2,27 \text{ m}$
- $V' = Y_G = 3,513 \text{ m}$
- $\rho = \frac{I_{Gx}}{S V V'} = \frac{109,325}{(33,585 \times 2,27 \times 3,513)} = 0,408$
- $C = \rho \cdot V = 0,408 \times 2,27 = 0,926 \text{ m}$
- $C' = \rho \cdot V' = 0,408 \times 3,513 = 1,433 \text{ m}$

CHAPITRE V

Charges et Surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges surcharges que le tablier doit supporter et les actions appliquées à l'ouvrage qui peuvent être permanentes ou variables. L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage

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:

$$G = 2 \times G_1 + 4 \times G_2$$

Avec:

$$\begin{cases} G_1: \text{Poids propre d'une travée de rive.} \\ G_2: \text{Poids propre d'une travée centrale.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de G_1 :**

$$G_1 = G_1^{(1)} + G_1^{(2)} + G_1^{(3)}$$

Telle que :

$$\begin{cases} G_1^{(1)}: \text{Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).} \\ G_1^{(2)}: \text{Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.} \\ G_1^{(3)}: \text{Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante).} \end{cases}$$

- Calcul $G_1^{(1)}$, $G_1^{(2)}$, $G_1^{(3)}$

$$\begin{cases} G_1^{(1)} = \gamma_b \times S_p \times 4 = 2,5 \times 33,585 \times 4 = 335,850 \text{ t} \\ G_1^{(2)} = 2,5 \int_0^{45} \left(\frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 + s_c \right) dx = 2,5 \times 572,0265 = 1430,066 \text{ t} \\ G_1^{(3)} = \gamma_b \times s_c \times 21 = 2,5 \times 12,0502 \times 21 = 632,635 \text{ t} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{aligned} G_1 &= 335,850 + 1430,066 + 632,635 \\ G_1 &= 2398,551 \text{ t} \end{aligned}$$

- Calcul de G_2 :

$$G_2 = G_1^{(1)} + G_1^{(2)} + G_1^{(3)}$$

Telle que :

$$\begin{cases} G_1^{(1)}: \text{ Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).} \\ G_1^{(2)}: \text{ Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.} \\ G_1^{(3)}: \text{ Poids propre du voussoir à la clé (partie de hauteur constante).} \end{cases}$$

- Calcul $G_1^{(1)}$, $G_1^{(2)}$, $G_1^{(3)}$

$$\begin{cases} G_1^{(1)} = 2 \times (\gamma_b \times S_p \times 4) = 2,5 \times 33,585 \times 8 = 671,700 \text{ t} \\ G_1^{(2)} = 2 \times \left[2,5 \int_0^{45} \left(\frac{S_p - S_c}{L^2} X^2 + s_c \right) dx \right] = 2 \times 2,5 \times 572,0265 = 2860,132 \text{ t} \\ G_1^{(3)} = 2 \times (\gamma_b \times s_c \times 21) = 2 \times 2,5 \times 12,0502 \times 21 = 1265,270 \text{ t} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{aligned} G_2 &= 671,700 + 2860,132 + 1265,270 \\ G_2 &= 4788,102 \end{aligned}$$

Or :

$$\begin{cases} G = 2 \times G_1 + 4 \times G_2 \\ G = 2 \times 2398,551 + 4 \times 4788,102 \end{cases}$$

⇒

$$G = 23949,51 \text{ t}$$

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^3 , 22 KN/m^3

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

Donc : $P_{\text{revêtement}} = 11 \times 0,01 \times 2 + 11 \times 0,07 \times 2,2 = 1,914 \text{ t/ml}$

b) Poids de la glissière de sécurité :

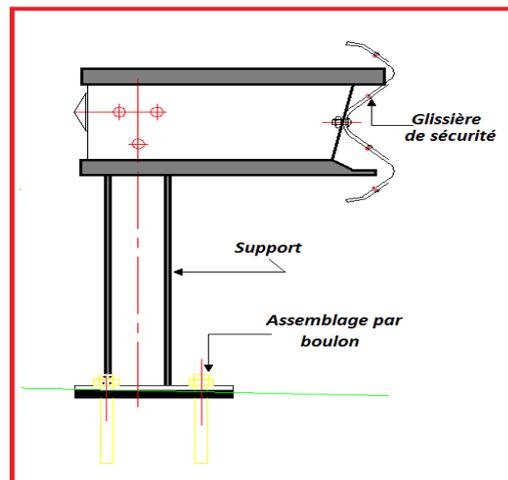


Fig. V.1 : Glissière de sécurité.

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

$$P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$$

Pour deux glissières: \Rightarrow

$$P_{gl} = 0,12 \text{ t/ml}$$

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

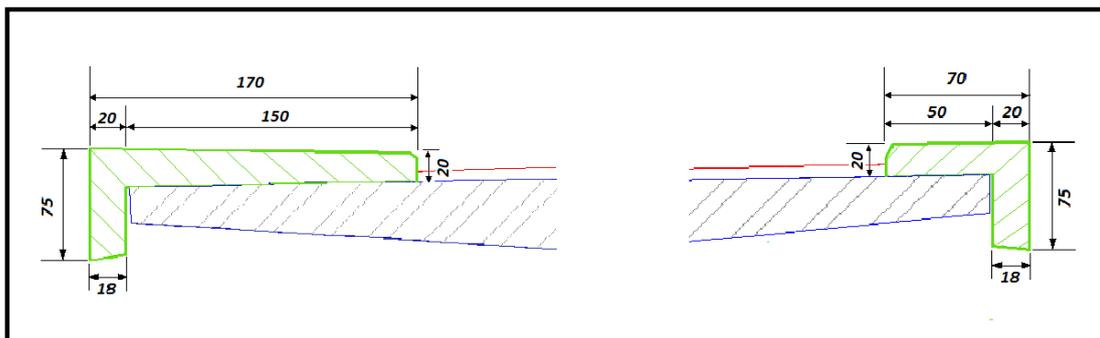


Fig. V.2 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

$$\begin{cases} \text{Pour le trottoir à droite : } P_{(tr+corniche)} = 2,5 \times 0,4945 = 1,2362 \\ \text{Pour le trottoir à gauche : } P_{(tr+corniche)} = 2,5 \times 0,2385 = 0,5962 \end{cases}$$

D'où :

$$P_{(tr+corniche)} = 1,833 \text{ t/ml.}$$

Donc :

$$CCP = P_{\text{revêtement}} + P_{(tr+corniche)} + P_{gc} + P_{gl}$$

$$CCP = 1,914 + 1,833 + 0,1 + 0,12$$

$$\Rightarrow CCP = 3.970 \text{ t / ml.}$$

V.1.2 : Les charges dues au trafic

V.1.2.1. Caractéristiques du pont

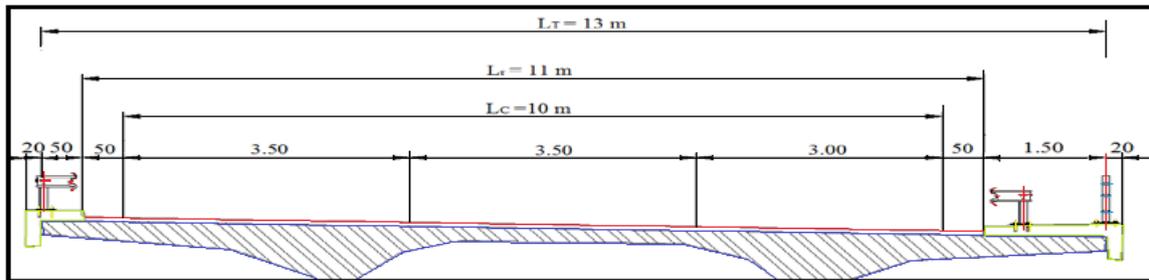


Fig. V.3 : Profil en travers du pont

a) Classe du pont

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, selon le tableau suivant:

Pont	Classe
$L_r \geq 7,00 \text{ m}$	1 ^{ère}
$5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m}$	2 ^{ème}
$L_r \leq 5,50 \text{ m}$	3 ^{ème}

Tab. V. 1 : Classification des ponts

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

b) Largeur chargeable

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur totale } L_T = 13,00 \text{ m.} \\ \text{Largeur roulable } L_r = 11,00 \text{ m.} \\ \text{Largeur chargeable } L_C = 10,00 \text{ m. (Une bande de 0,50m de deux cotes)} \end{array} \right.$$

c) Nombres de voies de circulation

$$N_V = \frac{L_C}{3} \quad \Rightarrow \quad N_V = 3 \text{ voies.}$$

d) Largeur de la voie

$$L_V = \frac{L_C}{N_V} \quad \Rightarrow \quad L_V = 3,5 \text{ m.}$$

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 (B_c, B_t, B_r).
- La surcharge militaire M_c120 ,
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

a) Surcharges A (I)

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égale au produit de la valeur A (I) est donnée ci-après. La masse A(I) est exprimée en $([Kg] / [m^2])$ est donnée en fonction de la longueur chargée, est donnée par le fascicule 61 titre II, par la formule suivante :

$$A (l) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

$$A_1(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002 L \end{array} \right. , \quad A_2(l) = a_1 \cdot a_2 \cdot A (l)$$

Avec:

L : longueur chargeable (portée du pont)

- a_1 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)

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{ère}	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
	2 ^{ème}	1,00	0,90	-	-	-
	3 ^{ème}	0,90	0,80	-	-	-

Tab V.2 : les valeurs de coefficient a_1

D'où :

$$a_1 = 0,90$$

- a_2 est donné par le rapport : $\frac{V_0}{V}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_0 = 3,5\text{m (pont de 1ère classe)} \\ V : \text{largueur d'une voie} \\ V = \frac{L_r}{3} = \frac{11}{3} = 3,667 \end{array} \right.$$

Donc :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3,667}$$

⇒

$$a_2 = 0,955$$

Ce que donne :

$$\begin{cases} A_1(l) = 0,9 A (l). \\ A_2(l) = 0.9 \times 0.955 A (l) = 0.8595 A (l). \end{cases}$$

❖ Placement de la surcharge A(l) sur le tablier

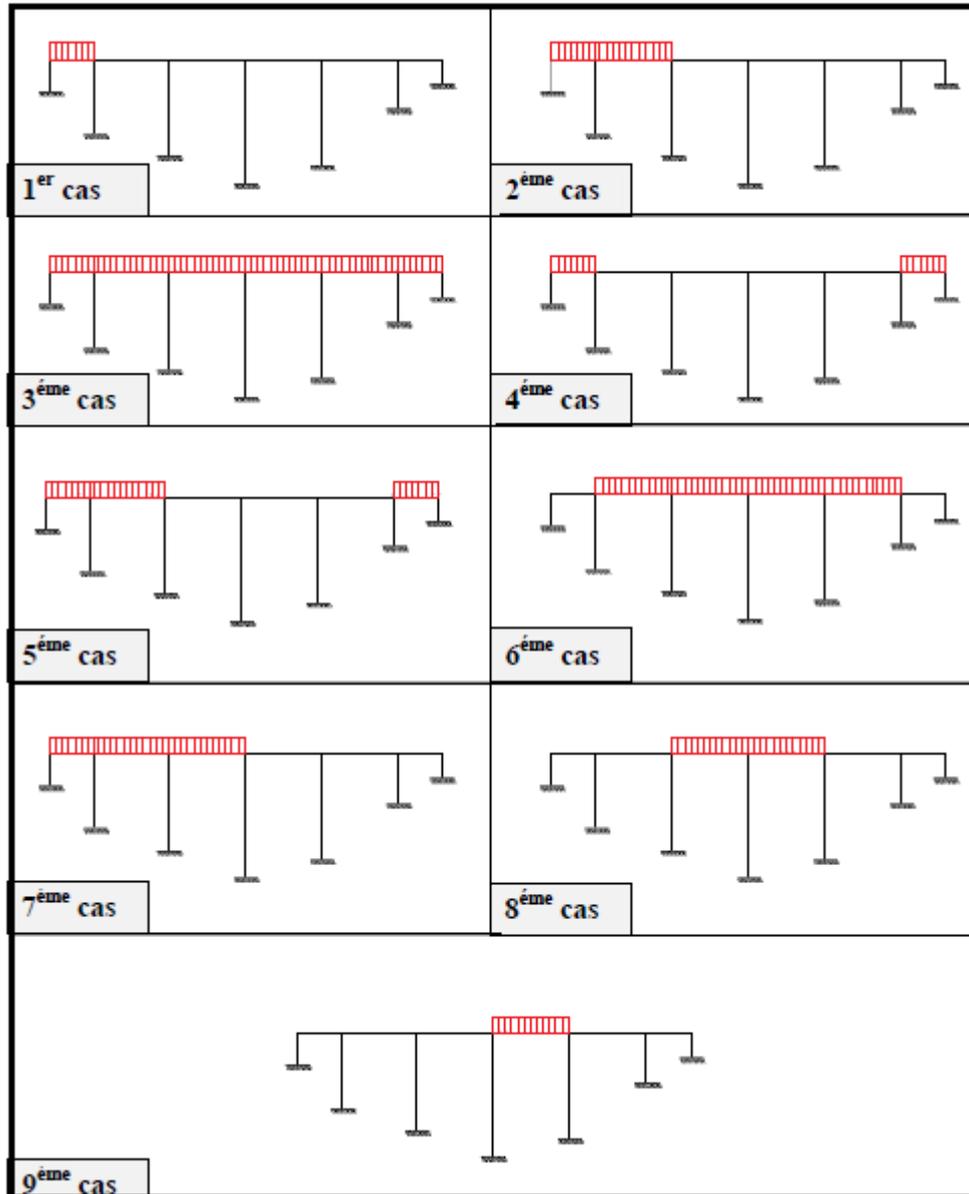


Fig. V. 4 : Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier.

Différentes valeurs de A (l) sont données dans le tableau suivant :

Cas	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₂	a ₁ 1 ^{er} et 2 ^{ém} voies	a ₁ 3 ^{ème} voie	A ₂ (l) 1 et 2voies (t/m ²)	A ₂ (l) 3 voies (t/m ²)	1 voie 3.5m (t/ml)	2voie 7m (t/ml)	3 voies 10m (t/ml)
1	70	0,6690	0,955	1	0,9	0,6389	0,5750	0,2361	4,4723	5,7500
2	170	0,4278	0,955	1	0,9	0,4085	0,3676	1,4297	2,8595	3,6760
3	540	0,2952	0,955	1	0,9	0,2819	0,2537	0,9866	1,9733	2,5370
4	140	0,4668	0,955	1	0,9	0,4457	0,4012	1,5599	3,1199	4,0120
5	240	0,3728	0,955	1	0,9	0,3560	0,3204	1,2460	2,4920	3,2040
6	400	0,3173	0,955	1	0,9	0,3030	0,2727	1,0605	2,1210	2,7270
7	270	0,3576	0,955	1	0,9	0,3415	0,3073	1,1952	2,3905	3,0730
8	200	0,3998	0,955	1	0,9	0,3818	0,3436	1,3363	2,6726	3,4360
9	100	0,5512	0,955	1	0,9	0,5264	0,4737	1,8424	3,6848	4,7370

Tab. V.3. Tableau donnant les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge

b) Système B

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

- Le système **B_c** qui se compose de camions types (30 t)
- Le système **B_r** se compose d'une roue isolée (10 t)
- Le système **B_t** se compose de groupe de 2 essieux dit « essieux tandems » (2 × 16 t).

1) Système **B_c**

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

- Masse totale30 t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière.....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 arrière.....1,5m.
- Distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière.....4,5 m.
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu.....2 m.
- Surface d'impact d'une roue arrière: carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant: carré de 0,20 m de côté.

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.

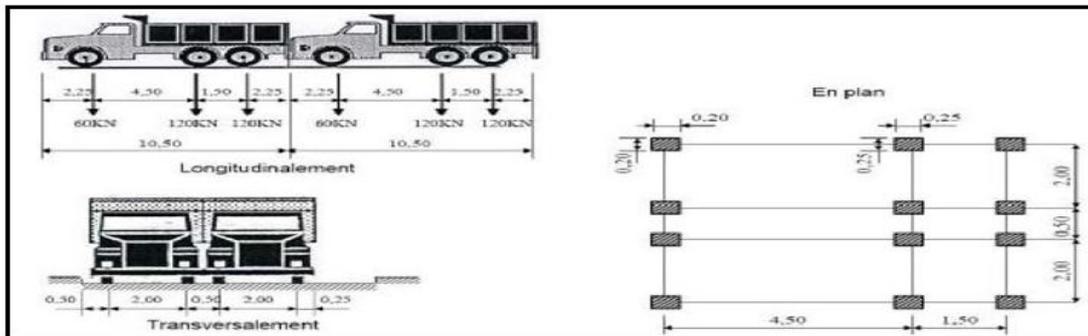


Fig. V.4. Les dimensions de système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charge du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné par le tableau suivant (fascicule 61 titre II) :

Nombre des files		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{ère}	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	2 ^{ème}	1,00	1,00	-	-	-
	3 ^{ème}	1,00	0,80	-	-	-

Tab V.4 : les valeurs de coefficient b_c

• Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système B_c sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{\left(1 + 4 \times \left(\frac{G}{S}\right)\right)} + \left(\frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}\right)$$

Avec :

- L** : la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G** : la charge permanente de l'ouvrage
- S** : Surcharge B_c maximal.

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

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \dots \dots \dots \text{pour 1 file.} \\ 1,1 & \dots \dots \dots \text{pour 2 files.} \\ 0,95 & \dots \dots \dots \text{pour 3 files.} \end{cases}$$

Notre pont est de 1^{ère} classe à trois voies de circulation
 On à :

$$S = n \times 30 \times b_c \quad , \quad n : \text{nombre de camion, (un camion = 30t)}$$

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

Les calculs sont les suivantes :

Cas Travées Chargées Fig. V. 4	L (m)	G (t)	b_c pour 1 file chargée	b_c pour 2 files chargées	b_c pour 3 files chargées	S pour 1 file chargée (t)	S pour 2 files chargées (t)	S pour 3 files chargées (t)	δ pour 1 file chargée	δ pour 2 files chargées	δ pour 3 files chargées
1	70	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0271	1,0275	1,0278
2	170	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0119	1,0122	1,0126
3	540	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0041	1,0045	1,0048
4	140	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0143	1,0146	1,0149
5	240	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0086	1,0090	1,0093
6	400	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0054	1,0058	1,0061
7	270	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0078	1,0081	1,0084
8	200	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0102	1,0106	1,0109
9	100	21309,234	1,1	1,2	0,95	72	132	171	1,0195	1,0199	1,0202

Tab. V.5 .Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge B_c .

2) Système de charge B_t

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} 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.

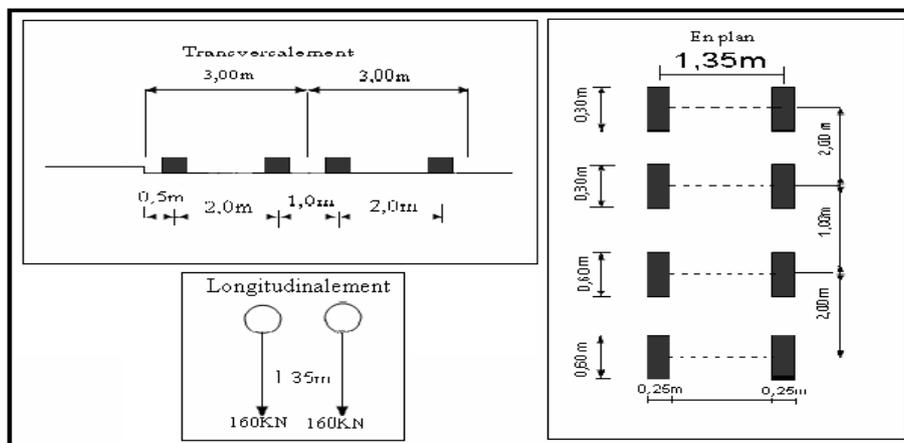


Fig. V.5. Les dimensions de système B_t .

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

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1	0,9

Tab V.6. Valeurs de coefficient b_t

• Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système B_t sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{\left(1+4 \times \left(\frac{G}{S}\right)\right)} + \left(\frac{0,4}{1+0,2 \times L}\right)$$

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

G : la charge permanente de l'ouvrage

S: Surcharge B_c maximal.

Avec:

$$\begin{cases} S = n \times 32 \times b_t \\ n: \text{nombre de camion, (camion de 32t)} \\ \text{pont de première classe} \Rightarrow b_t = 1 \end{cases}$$

Les calculs sont les suivantes :

Cas Travées Chargées Fig. V. 4	L (m)	G (t)	b_t	S pour 1 file chargée (t)	S pour 2 files chargées (t)	S pour 3 files chargées (t)	δ pour 1 file chargée	δ pour 2 files chargées	δ pour 3 files chargées
1	70	21309,234	1,0	64	128	192	1,0271	1,0275	1,0280
2	170	21309,234	1,0	64	128	192	1,0118	1,0123	1,0127
3	540	21309,234	1,0	64	128	192	1,0041	1,0045	1,0050
4	140	21309,234	1,0	64	128	192	1,0142	1,0147	1,0151
5	240	21309,234	1,0	64	128	192	1,0086	1,0090	1,0095
6	400	21309,234	1,0	64	128	192	1,0054	1,0058	1,0063
7	270	21309,234	1,0	64	128	192	1,0077	1,0081	1,0086
8	200	21309,234	1,0	64	128	192	1,0102	1,0106	1,0111
9	100	21309,234	1,0	64	128	192	1,0195	1,0199	1,0204

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

3) Système de charge B_r

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

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Schématisations des caractéristiques de système B_r .

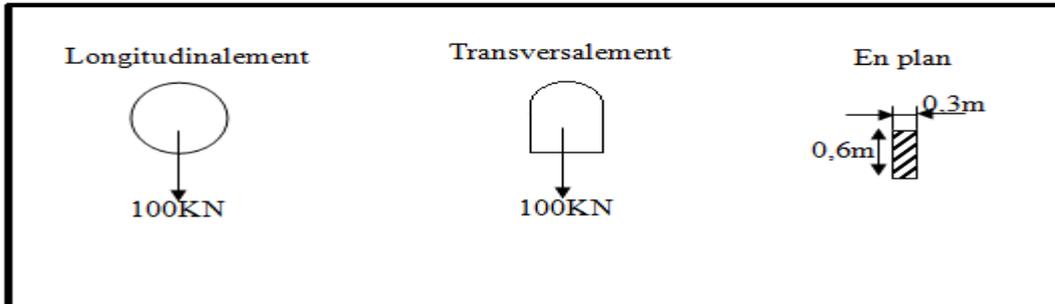


Fig. V. 6 : Dimensions de système B_r .

Calcul des valeurs S , δ pour le système de charge B_r .

Cas Travées Chargées Fig. V. 4	L (m)	G (t)	S pour 3 files Chargées (t)	δ pour 3 files chargées
1	70	21309,234	10	1,0267
2	170	21309,234	10	1,0115
3	540	21309,234	10	1,0037
4	140	21309,234	10	1,0138
5	240	21309,234	10	1,0082
6	400	21309,234	10	1,0050
7	270	21309,234	10	1,0073
8	200	21309,234	10	1,0098
9	100	21309,234	10	1,0191

Tab. V. 8 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différent cas de charge B_r .

c) Système M_{c120}

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type M_{c120} susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Ces derniers peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois est environ de **30,5 m**
- Masse totale est de **110 t**
- Longueur d'une chenille est de **6,10 m**
- Largeur d'une chenille est égale à **1,0 m** Distance d'axe en axe des deux chenilles est de **3,30 m**

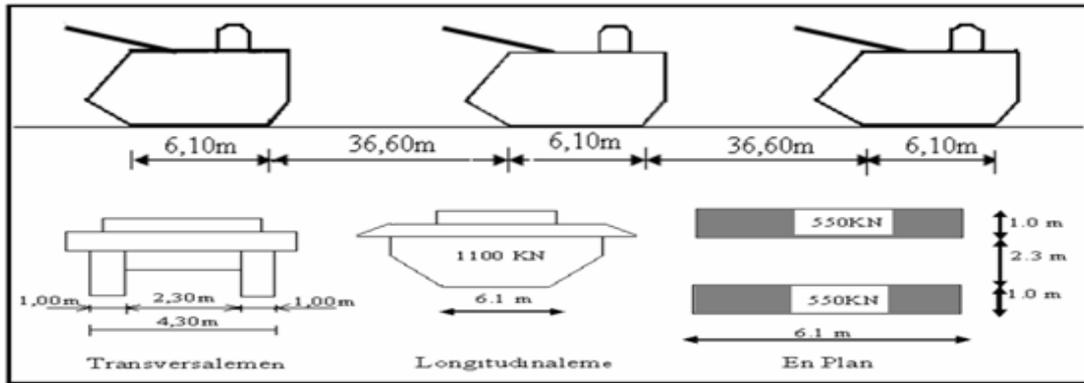


Fig. V. 7. Les dimensions du système M_{c120}

Les surcharges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ .
Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de la surcharge M_{c120} .

Cas Travées Chargées Fig. V. 4	L (m)	G (t)	n	$S = n \times 110$ (t)	δ pour 2 files chargées
1	70	21309,234	2	220	1,0282
2	170	21309,234	4	440	1,0145
3	540	21309,234	12	1320	1,0128
4	140	21309,234	3	330	1,0161
5	240	21309,234	5	550	1,0120
6	400	21309,234	10	1100	1,0125
7	270	21309,234	6	660	1,0119
8	200	21309,234	4	440	1,0128
9	100	21309,234	3	330	1,0213

Tab. V. 9. Valeurs de S et δ pour les différents cas de la de la surcharge M_{c120} pour travées.

d) Charge exceptionnelle D_{240} :

Le convoi de type D_{240} comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément reparti chargé de 3.2 m de largeur et 18.6 m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12.9 t/ml. Ce type de convoi est à prendre seul.

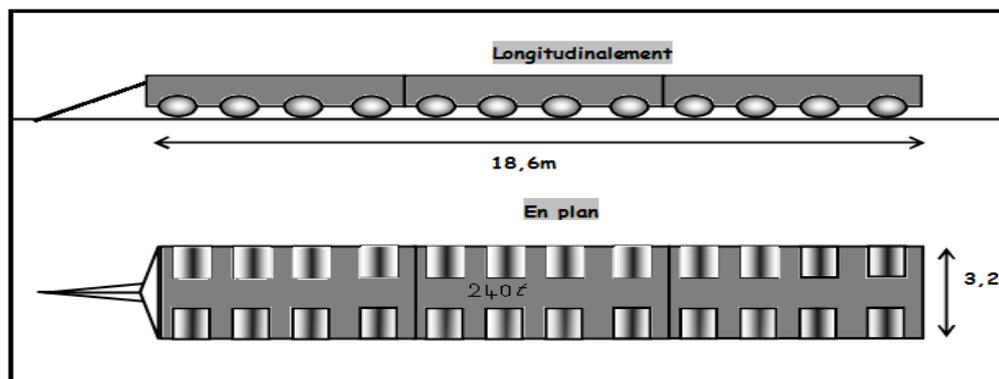


Fig. V. 8. Les dimensions du système D_{240}

- **Remarque :** Les systèmes de charges **B** et M_{c120} sont majores par le coefficient de majoration dynamique (δ), par contre la charge exceptionnelle D_{240} n'est pas majeure par ce coefficient vu la lenteur de ce dernier, sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

Cas Travées Chargées Fig. V. 4	L (m)	B_{c1} ($S_1 \times \delta_1$) (t)	B_{c2} ($S_2 \times \delta_2$) (t)	B_{c3} ($S_3 \times \delta_3$) (t)	B_{t1} ($S_1 \times \delta_1$) (t)	B_{t2} ($S_2 \times \delta_2$) (t)	B_{t3} ($S_3 \times \delta_3$) (t)	B_r ($S \times \delta$) (t)	M_{c120} ($S \times \delta$) (t)
1	70	73,9512	135,6300	175,7538	65,7344	131,5200	197,3760	10,267	226,204
2	170	72,8568	133,6104	173,1546	64,7552	129,5744	194,4384	10,115	446,380
3	540	72,2952	132,5940	171,8208	64,2624	128,5760	192,960	10,037	1336,896
4	140	73,0296	133,9272	173,5479	64,9088	129,8816	194,8992	10,138	335,313
5	240	72,6192	133,1880	172,5903	64,5504	129,152	193,8240	10,082	556,600
6	400	72,3888	132,7656	172,0431	64,3456	128,7424	193,2096	10,050	1113,750
7	270	72,5616	133,0692	172,4364	64,4928	129,0368	193,6512	10,073	667,854
8	200	72,7344	133,3992	172,8639	64,6528	129,3568	194,1312	10,098	445,632
9	100	73,4040	134,6268	174,4542	65,2480	130,5472	195,9168	10,191	337,029

Tab. V. 10. Multiplication de système de charge (B et M_{c120}) par le coefficient de majoration dynamique (δ)

e) Surcharges sur trottoirs (S_t)

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/m²** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m²** pour la flexion locale. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

- **Charges locales (p_1)**

Dans notre cas on charge uniquement le trottoir à droite (**l'effet maximal envisagé**).

Le trottoir chargé d'une charge: $St = 0.45 \times 1,70 = \mathbf{0.765 \text{ t/ml}}$.

- **Charges générales (p_2)**

D'après le fascicule **61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé. Seul **le trottoir de droite** pourra être chargé (**voir Fig. V. 3**) :

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

f) 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.

1) Effort de freinage correspondant à la charge A(L)

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par la formule suivante:

$$F_A = \left(\frac{1}{(20 + 0.0035 \times S)} \right) \cdot A(L) \quad , \quad (\text{fascicule 61 titres II})$$

Avec :

$$\begin{cases} A(L) = A_2(L) = 5,75 \text{ t/m l} & (\text{chargement de cas le plus défavorable}) \\ S : \text{ surface chargé par m}^2 & (S = 70 \times 10,00 = 700 \text{ m}^2) \end{cases}$$

D'où : $F_A = 0.256 \text{ t}$

2) Effort de freinage correspondant à B_c

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

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

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

$$F_{B_c} = B_c \times b_c = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t}$$

V.2. Forces centrifuges

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

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **B_c** disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
- En désignant par **R** (en 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 :

$$\begin{cases} F_C = \left(\frac{(R + 150) \times B_c}{(6R + 350) \times b} \right) & \text{Si: } R \leq 400 \\ F_C = \left(\frac{80 \times B_c}{R} \right) & \text{Si: } R \geq 400 \end{cases}$$

Pour notre cas : $R = 1100 \text{ m}$

Donc : $F_C = \left(\frac{80 \times B_c}{R} \right) = \left(\frac{80 \times 21901,63}{1100} \right)$

⇒ $F_C = 1592.86 \text{ t}$

V.3. 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 normalement une pression de :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 2 \text{ KN/m}^2 \text{ lorsque l'ouvrage est en service} \\ P = 1.25 \text{ KN/m}^2 \text{ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.} \\ P = 1.0 \text{ KN/m}^2 \text{ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.} \end{array} \right.$$

La durée de réalisation du projet de notre ouvrage dépasse **1 mois**, donc on prend une pression dynamique $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$

V.4. Effet du gradient thermique

On appelle gradient thermique la différence de la température qui s’établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d’une poutre sous l’effet de l’ensoleillement.

On admet toujours que l’extrados est plus chaud que l’intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, cependant des valeurs numériques beaucoup plus faibles, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :

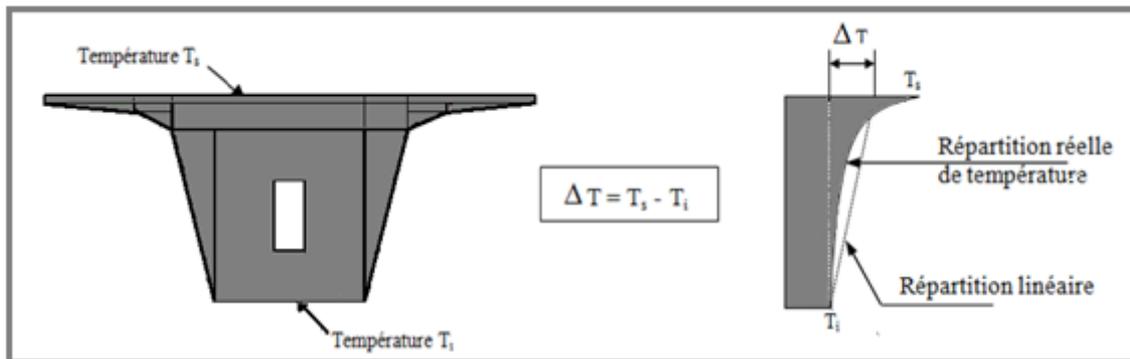


Fig. V. 9. Loi de répartition de la température

A titre de simplification on admet que θ est indépendant de **X** et **Y** et qu’elle varie linéairement en **Z** sur la hauteur **h** de la section droite. La différence de température entre l’intrados et l’extrados conservent une valeur constante θ tous le long du tablier ; en effet les valeurs et hypothèses conventionnelles utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d’appuis et des flèches conformes à ce qui a pu être mesuré sur certain nombres d’ouvrages.

Ces gradients conventionnels n’induisent aucune sollicitation, ni contraintes, (dans la mesure où **h** varie assez lentement) dans les poutres isostatique, mais seulement des variations $\left(\frac{dw}{ds}\right) = -\lambda \left(\frac{\Delta\theta}{h}\right)$ avec coefficient de dilatation thermique du béton $\lambda = 10^{-5}$ par degré scelsius.

Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :

$$\begin{cases} W' = \lambda \frac{\Delta\theta}{h} \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx \\ W'' = \lambda \frac{\Delta\theta}{h} \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right) dx \end{cases}$$

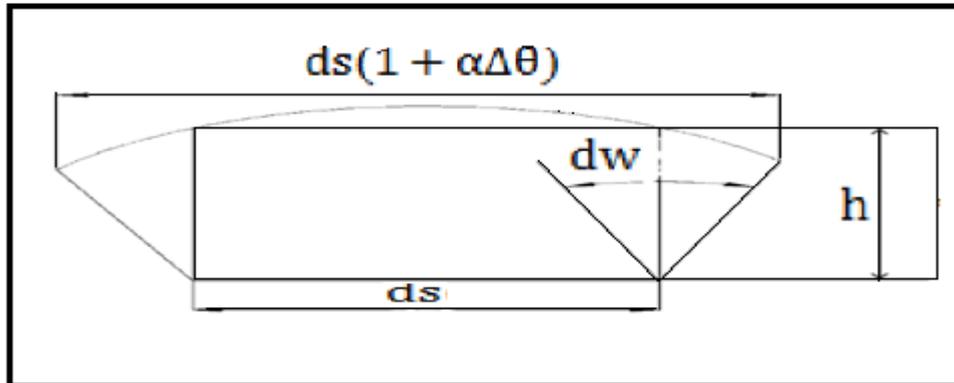


Fig. V. 10. Représentation des rotations aux extrémités d'une travée indépendante

Dans un système **hyperstatique**, ces déformations sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires. SETRA [Réf] donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

$$\begin{cases} \Delta\theta = 6^\circ\text{c}, \text{ valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec des charges d'exploitation} \\ \Delta\theta = 12^\circ\text{c}, \text{ valeur rare réputée incompatible avec les, charges d'exploitation.} \end{cases}$$

Ces deux gradients agissant avec une périodicité journalière, le module de déformation Longitudinale, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton

$$E_i \cong 40\,000\text{Mpa.}$$

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments Positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de 6°c engendre sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre **1 et 2 MPa**, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que la longueur de ces câbles.

V.5. Le fluage

Dans les structures réelles, les bétons sont souvent d'âges différents plus. Ainsi dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage. Le seul ombre au tableau réside dans le fait qu'aucune des lois de fluage actuellement proposées n'est entièrement satisfaisante.

Pour les ouvrages de conception classique, on admet, à défaut de calcul « scientifique », d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage S_n par la formule :

$$S_n = \left(\frac{1}{2}\right) (S_2 - S_1)$$

Dans la quelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par la précontrainte, qui sont calculé avec les hypothèses suivantes :

- S_1 : En tenant compte des phases de construction successives.
- S_2 : En considérant l'ouvrage entièrement coulé sur cintre général.

Cette façon de faire, connue sous le nom de « méthode forfaitaire », conduit généralement à des résultats plus pessimistes que le calcul scientifique à partir de la loi proposée dans les règles **B.P.E.L**, bien que très simple dans sa formulation (elle consiste à dire l'état initial et l'état fictif qu'elle aurait si elle était d'emblée construite sur cintre selon son schéma statique réel), elle ne peut être utilisée au stade du pré-dimensionnement, puisqu'il faut connaître le câblage réel. C'est pourquoi, au stade du pré-dimensionnement, on se limite d'observer la règle de prudence suivante qui consiste à décaler du côté des compressions les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados de :

$$\begin{cases} 1,5 \text{ MPa} & \text{pour les tabliers à voussoirs coulés sur place.} \\ 1,0 \text{ MPa} & \text{pour les tabliers à voussoirs préfabriqués.} \end{cases}$$

On transforme alors cette réserve de compression en moment de fluage fictif à la clé de chaque travée sous la forme

$$M_{fl} = \frac{I_0}{V_i} \cdot \bar{\sigma}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_0 = \text{Moment d'inertie à la clé} = 5,6953 \\ V_i = \text{Distance entre la fibre moyenne et l'intrados} = 1,852 \text{ m}^4 \\ \bar{\sigma} = 1,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

D'où :

$$M_{fl} = 461,30 \text{ t.m}$$

V.6. Le séisme

Sur un ouvrage, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale. Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur.

Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis. Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zones	Sismicités
Zone 0	sismicité négligeable.
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne II _a et II _b .
Zone III	sismicité élevée

Tab. V. 10. Zones en fonction de sismicités

➤ Notre ouvrage est classé en **zone II_a**

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre **G** et la charge sismique **E** à considérer : **0,8 G ± E**

V.7. Définition des actions

V7.1. 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.7.2. Actions variables

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

V.6.3. 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.7.4. 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 (δ) est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante mentionné dans le tableau suivant :

<i>Actions</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
Charge permanente (G)	1,35	1,00
Surcharge A (L)	1,60	1,20
Système B_c	1,60	1,20
M_{c120}	1,35	1,00
D₂₄₀	1,35	1,00
gradient thermique (ΔT)	0,00	0,50
Vent (W)	1,50	1,00
Surcharge de Trottoirs(St)	1,60	1,00
L'effet du précontraint (P)	1,00	1,00
Freinage	1,60	1,20
séisme Ex ; Ey	1,35	1,00
séisme Ez	1,00	1,00

Tab. V. 9. Valeurs des coefficients de majoration.

Avec :

- G** : les charges permanentes.
- W** : charge du vent.
- ΔT** : gradient thermique

c) Les combinaisons

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

Action prépondérante	combinaison
<i>A L ' E. L. U</i>	$1,35G + 1,6 (A (L) + S_t)$
	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	$1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
	$1,35G + 1,35 M_{C120}$
	$1,35G + 1,35 D_{240}$
	$1,35 G + 1,5 W$
	$1,35G + 1,35E_x$
	$1,35G + 1,35E_y$
	$0,8G + E_z$
<i>A L ' E. L. S</i>	$G + 1,2 (A (L) + S_t)$
	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	$G + 1,2 (B_t + S_t)$
	$G + M_{C120}$
	$G + D_{240}$
	$G + 1,2 (A (L) + S_T) + 0,5 \Delta T$
	$G + 1,2 (B_C + S_T) + 0,5 \Delta T$
	$G + M_{C120} + 0,5 \Delta T$
	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$
	$G + W$

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

CHAPITRE VI

Etude longitudinale

Introduction

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier.

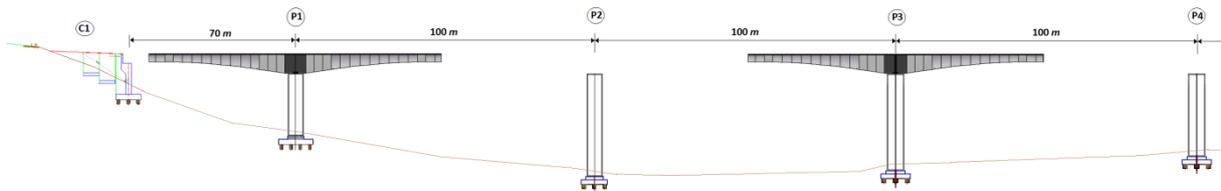
Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

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.

Afin de réaliser notre étude, le recours aux méthodes numériques est indispensable, pour ce la nous allons utiliser le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013** conçu pour l'étude et le dimensionnement des différentes structures de génie civil.

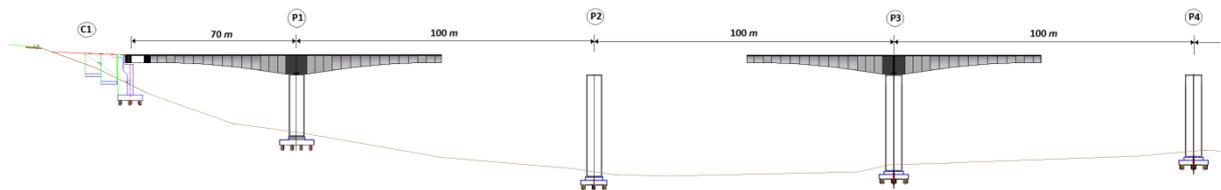
Les schémas ci-dessous montrent les différentes phases de construction en encorbellements de notre ouvrage :

- **Phase 1**



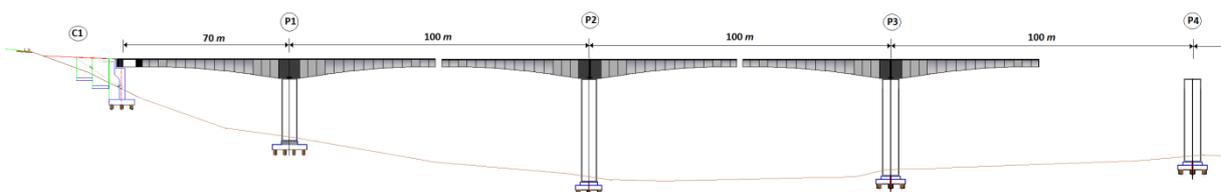
- **Phase 2**

Fig. VI.1 : Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1, P3.



- **Phase 3**

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



- Phase4

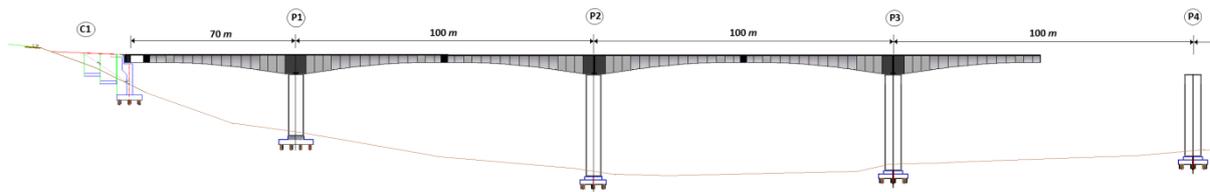


Fig. VI.4 clavage des deux travées de rive.

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 : [SETRA 2003].

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 :

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

- γ : poids volumique du béton égal à 2.5 t/m³.
- S_p : L'aire de la section sur pile.
- S_c : L'aire de la section à la clé.

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/m² et une surcharge concentrée Q_{PRA2} de 11.5 t (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^2 , 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 équipement 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

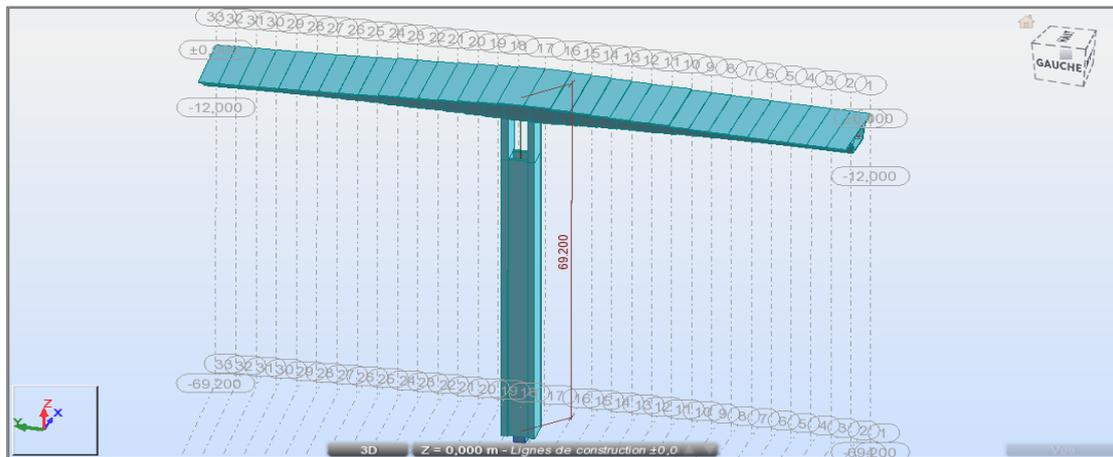


Fig. VI. 6: Vue 3D du modèle de calcul.

VI.2.1. Effets dus au poids propre G

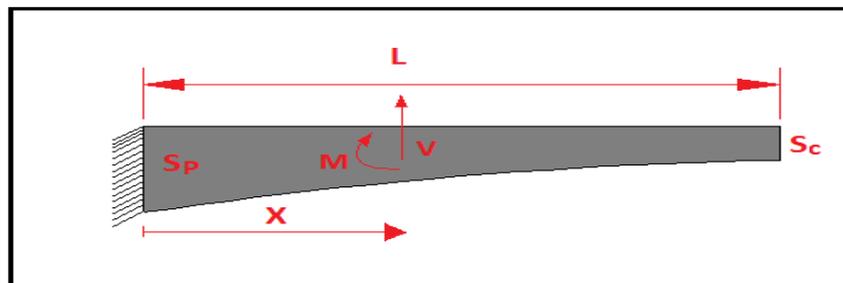


Fig.VI.7 : Poids propre du demi-fléau.

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 :

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

Avec :

- L : étant la longueur du fléau considéré.

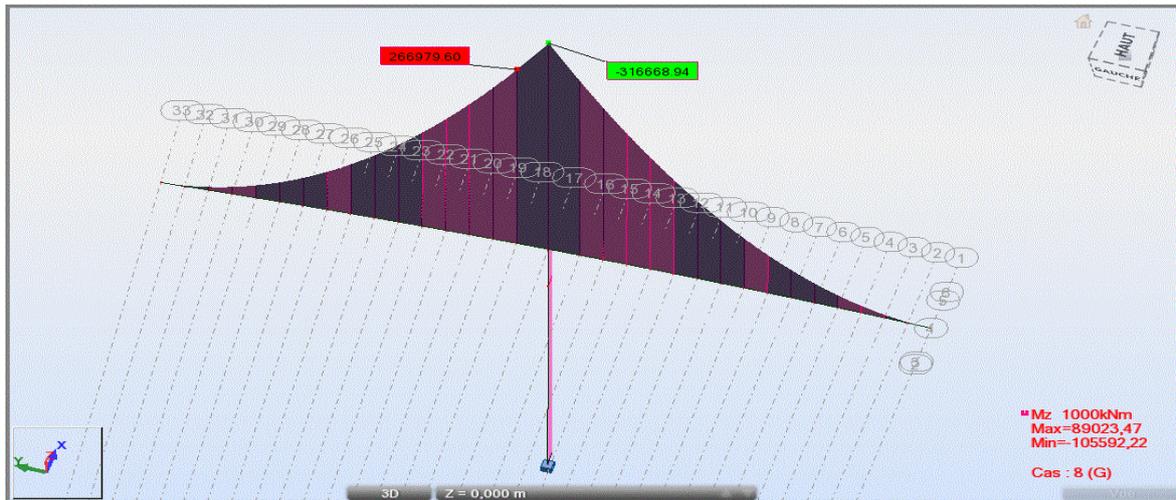


Fig. VI. 8 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous G en [KN].

❖ Effort tranchant T

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

$$V(x) = \gamma \cdot b \left[- (S_p (L - X)) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - X^2}{L} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - X^3}{3L^3} \right]$$

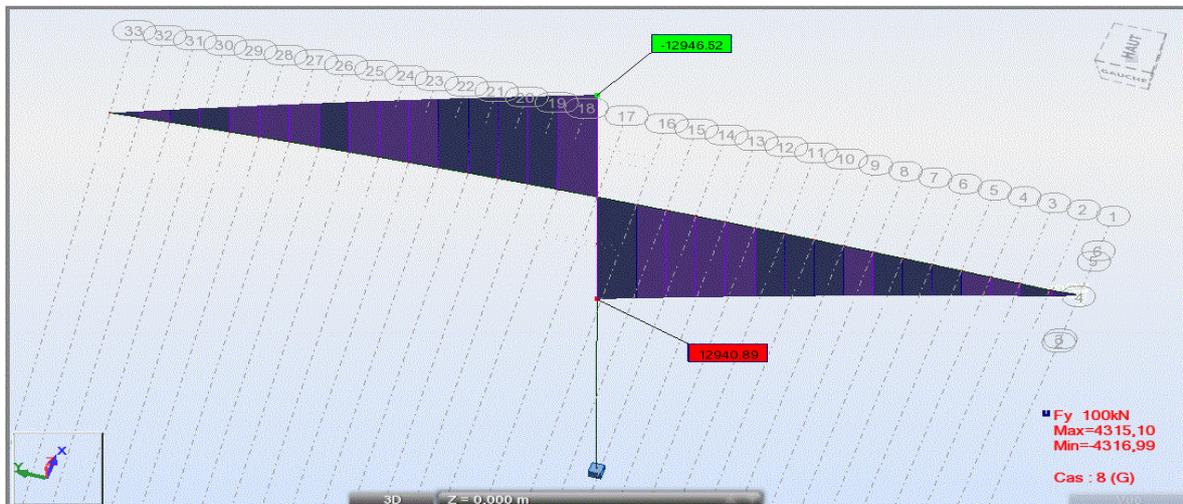


Fig. VI. 9 : Diagramme des efforts tranchant du fléau sous G en [KN].

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

On considère une charge de chantier répartie Q_{PRA1} de $0,02 \text{ t/m}^2$ sur le demi-fléau :
Soit :

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

Avec :

L : Largeur du tablier ; L = 13 m.

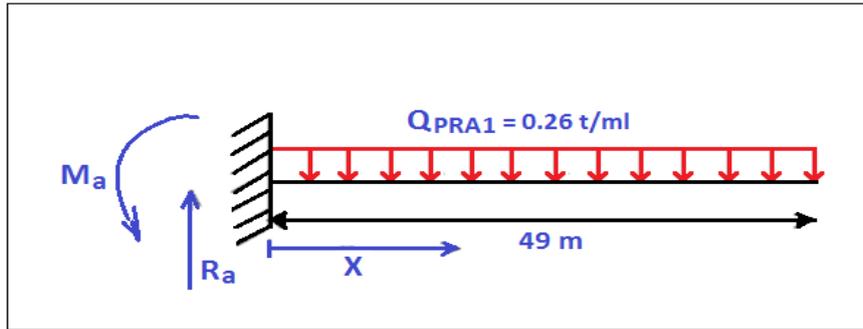


Fig.VI.10 : Surcharges réparties de chantier.

Les équations de sollicitation

❖ Moment fléchissant M

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

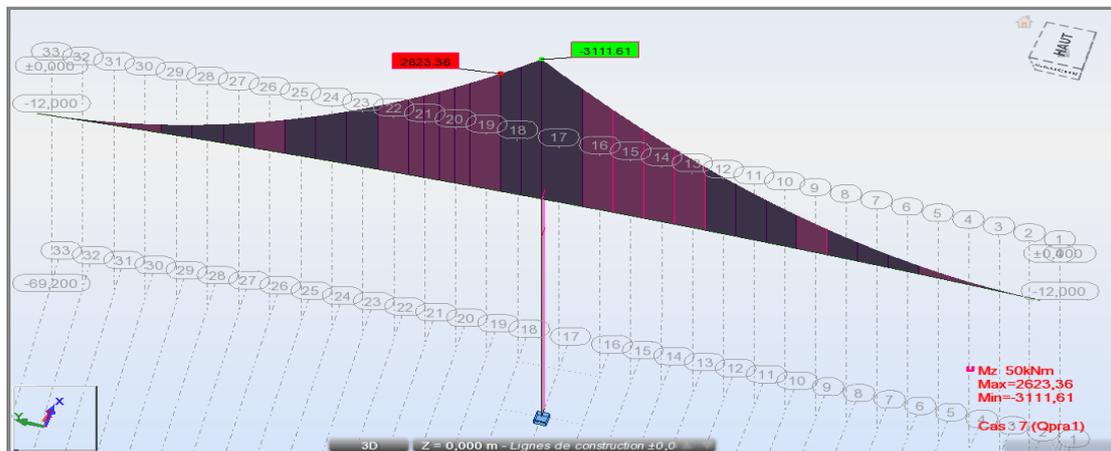


Fig.VI.11 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_{PRA1} en [KN] .

❖ Effort tranchant T

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

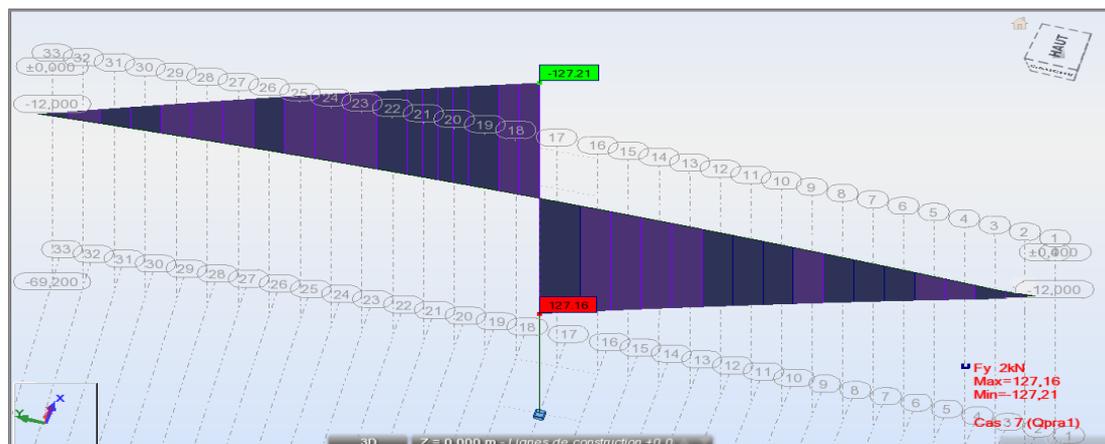


Fig.VI.12 : Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_{PRA1} en [KN] .

VI.2.3. Effets des Surcharges concentrées (Q_{PRA2})

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 :

$B = 13 \text{ m}$ (largeur du tablier).

$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13 = 11.5 \text{ t} = 115 \text{ KN}$

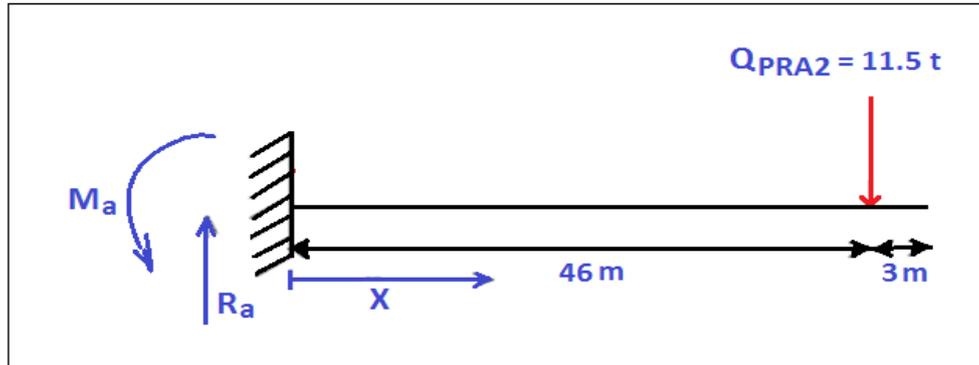


Fig.VI.13 : Surcharges concentrées.

Les équations de sollicitation

❖ Moment fléchissant M

$$\begin{cases} \text{Pour: } 0 \leq X \leq 46 \Rightarrow M(X) = 11.5 X - 527.43 \text{ (t.m)} \\ \text{Pour: } 46 \leq X \leq 49 \Rightarrow M(X) = 0 \text{ (t.m)} \end{cases}$$

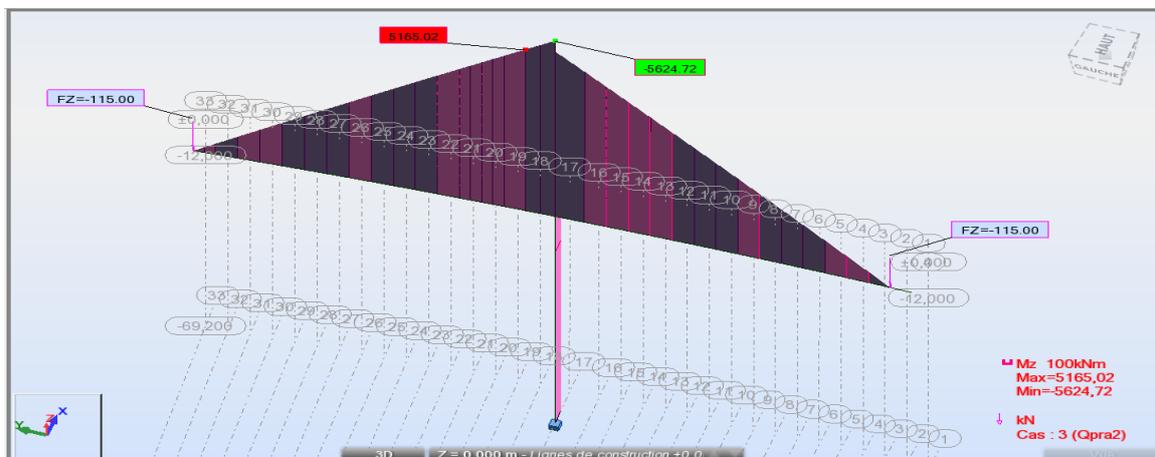


Fig.VI.14 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_{PRA2} en [KN].

❖ Effort tranchant T

$$\begin{cases} \text{Pour: } 0 \leq X \leq 46 \Rightarrow T(X) = 11.5 \text{ (t)} \\ \text{Pour: } 46 \leq X \leq 49 \Rightarrow T(X) = 0 \text{ (t)} \end{cases}$$

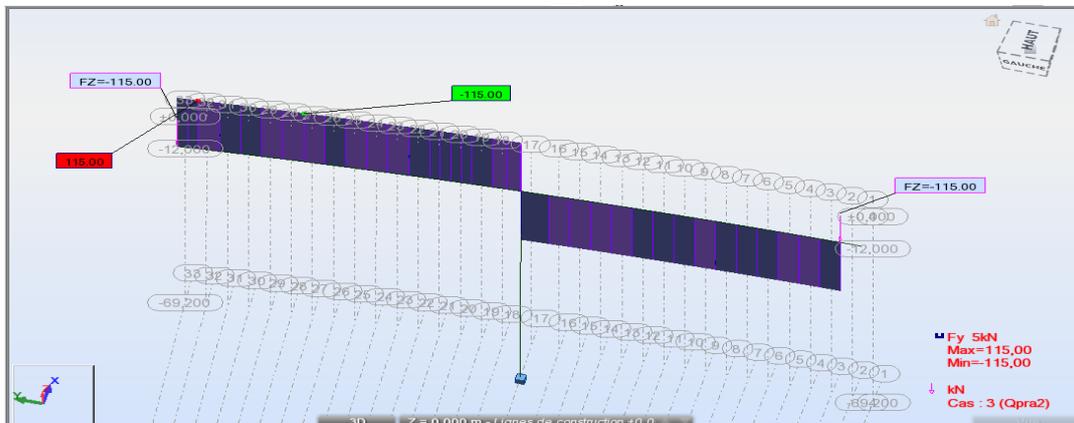


Fig.VI.15: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_{PRA2} en [KN].

VI.2.4. Effets du poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1})

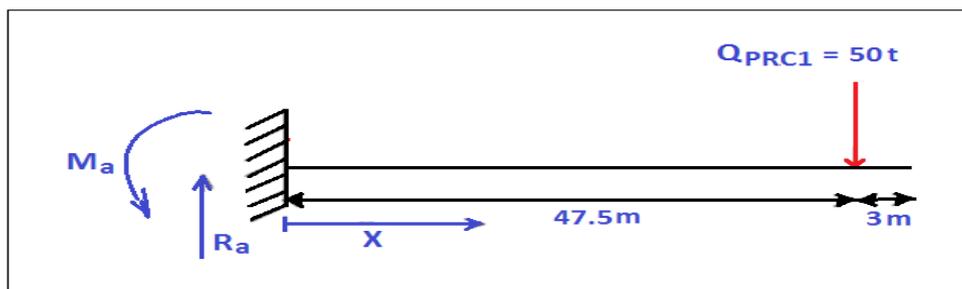


Fig.VI.16 : Surcharges de l'équipage mobile.

Les équations de sollicitation

❖ Moment fléchissant

$$\text{Pour: } 0 \leq X \leq 47.5 \Rightarrow M(X) = 50 X - 2367.52 \text{ (t.m)}$$

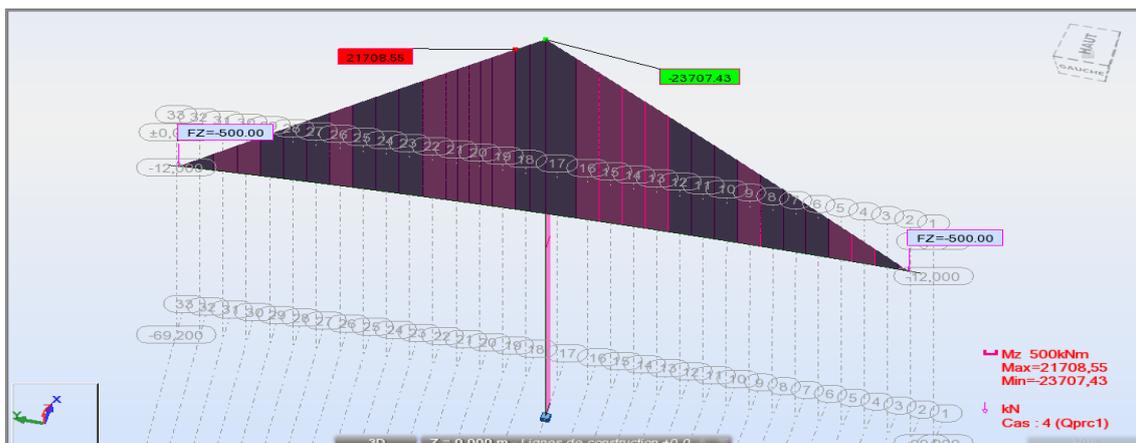


Fig.VI.17 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_{PRC1} en [KN].

❖ Effort tranchant T

Pour: $0 \leq X \leq 47.5 \Rightarrow T(X) = 50(t) = 500(KN)$

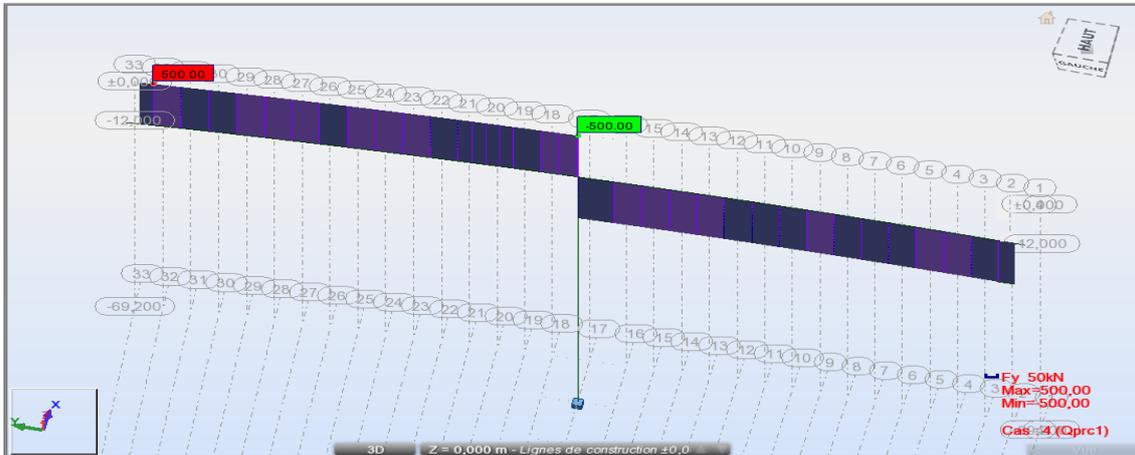


Fig. VI.18: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_{PRC1} en [KN].

VI.2.5. Vent

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

:

$$Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \frac{t}{ml} = 16.25 \text{ KN/ml.}$$

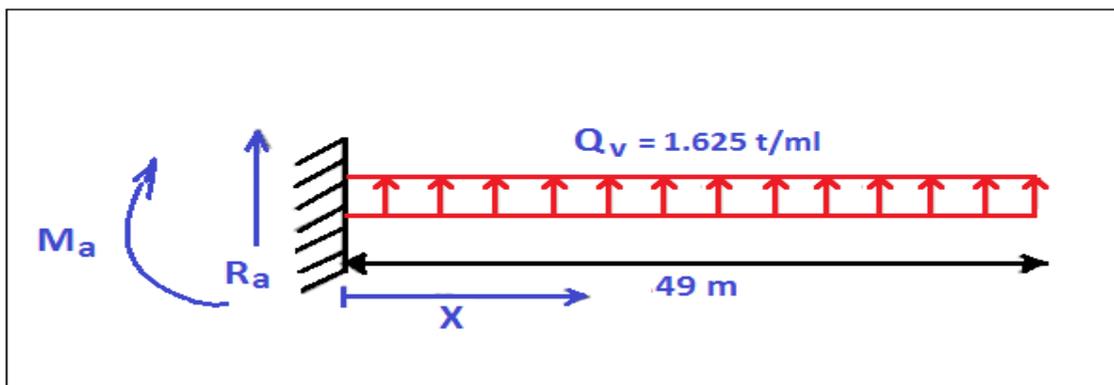


Fig.VI.19 : Surcharges du vent.

Les équations de sollicitation

❖ Moment fléchissant

$$\{ M(X) = 0,8125 X^2 - 79,58 + 1945,9 (t.m) \}$$

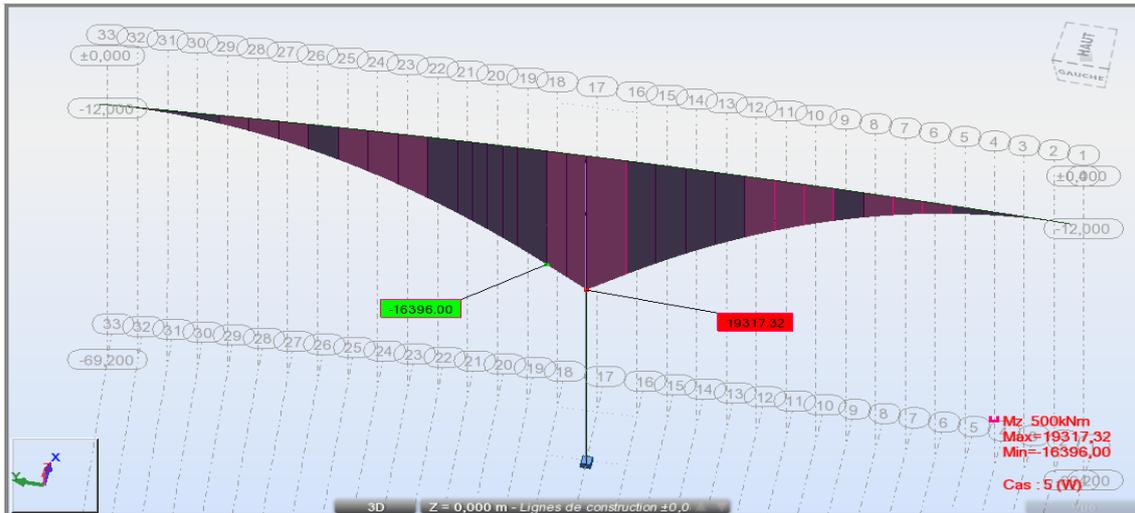


Fig.VI.20 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous Q_w en [KN].

❖ Effort tranchant T

$$T(X) = 1,625 + 79,58 (t)$$

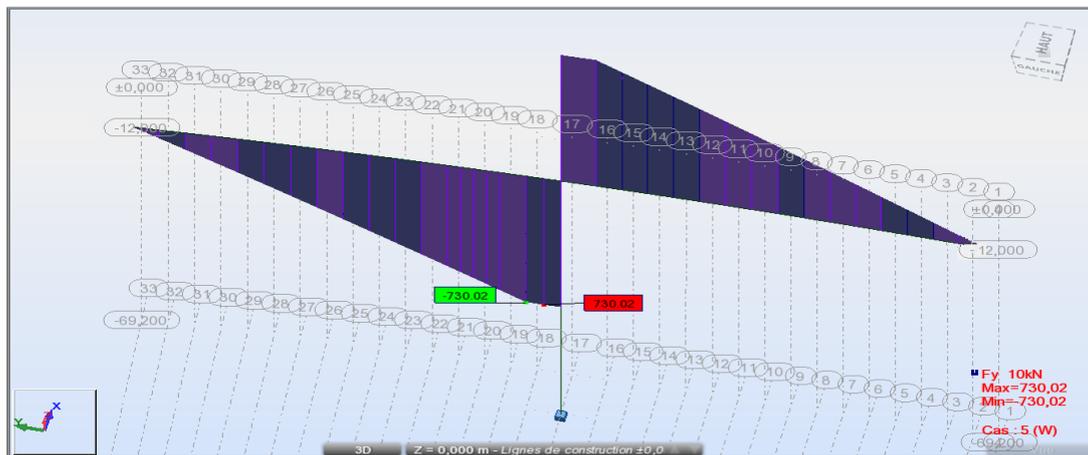


Fig. VI.21: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous Q_w en [KN].

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)		Surcharges réparties (Q _{PRA1})		Surcharges concentrées (Q _{PRA2})		Surcharges du vent (Q _v)		Surcharges de l'équipage Mobile (Q _{PRC1})		Somme G + Q _{PRA1} + Q _{PRA2} + Q _{PRC1}	
	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)	T (t)	M (t.m)
0	7741,3	-31666,894	12,721	-311,161	11,5	-562,472	73,002	-1930,0277	50	-2370,743	7815,521	-34600,187
4	7021,7	-26697,657	11,68	-310,907	11,5	-516,502	68,136	-1428,336	50	-2369,838	7094,88	-29894,904
7	6495,35	-23257,71	10,90	-262,335	11,5	-482,085	63,27	-1231,594	50	-2170,842	6567,75	-26172,972
10	5980,12	-20054,144	10,12	-228,534	11,5	-447,671	58,402	-1049,389	50	-2021,225	6051,74	-23800,959
13	5475,75	-17087,341	9,35	-197,055	11,5	-413,247	53,535	-881,807	50	-1871,56	5546,6	-20451,01
16	4982,56	-14358,534	8,56	-167,902	11,5	-378,813	48,668	-728,762	50	-1721,855	5052,62	-16627,104
19	4499,75	-11866,488	7,78	-141,089	11,5	-344,388	43,801	-590,303	50	-1572,189	4569,03	-13924,154
22	4015,41	-9611,944	7,008	-116,602	11,5	-309,952	38,935	-464,425	50	-1422,471	4083,918	-11460,969
25	3548,27	-7594,798	6,23	-94,448	11,5	-275,519	34,069	-357,120	50	-1272,765	3616	-9237,53
28	3088,65	-5815,014	5,451	-74,628	11,5	-241,085	29,201	-262,363	50	-1123,053	3155,601	-7253,780
31	2635,41	-4272,078	4,672	-57,139	11,5	-206,651	24,333	-182,189	50	-973,348	2701,582	-5509,216
34	1745,26	-2966,59	3,893	-41,978	11,5	-172,206	19,468	-116,614	50	-823,591	1810,65	-4004,365
37	1306,02	-1898,838	3,115	-29,15	11,5	-137,762	14,601	-65,595	50	-673,835	1370,635	-2739,585
40	869,40	-1068,081	2,336	18,658	11,5	-103,33	9,734	-29,153	50	-524,132	933,236	-1714,201
43	434,46	-474,698	1,557	-10,495	11,5	-68,886	4,867	-7,288	50	-374,378	4397,517	-928,457
46	230,21	-118,673	0,779	-4,664	11,5	-34,443	2,123	-3,56	50	-224,626	292,489	-382,406
47,5	/	/	/	/	/	/	/	/	50	-74,875	169,24	-70,42
49	0	0	0	0	/	/	0	0	/	/	0	0

Tab . VI . 1 : Les effets 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.

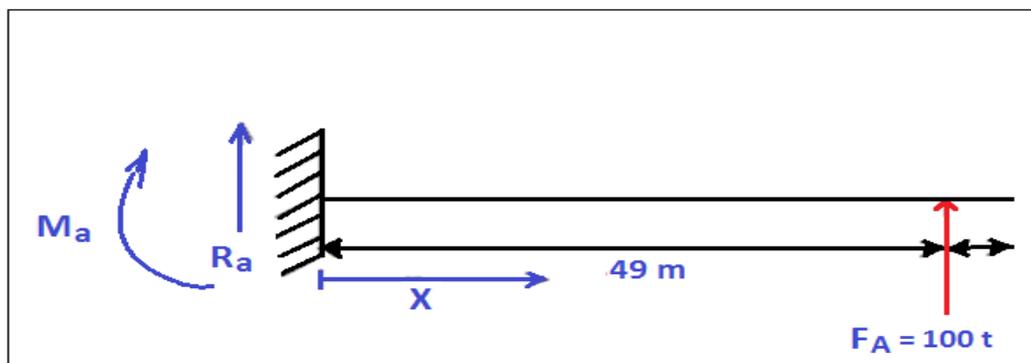


Fig. VI. 22 : Actions accidentelles.

Les équations de sollicitation

❖ Moment fléchissant

❖

$$\{ M(X) = -100 X - 4734,96(t.m) \}$$

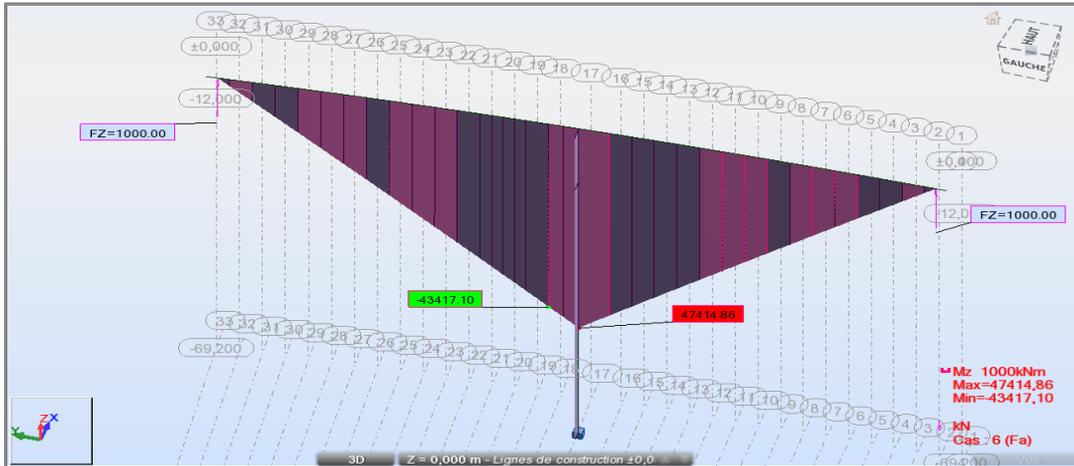


Fig.VI.23 : Diagramme des moments fléchissant du fléau sous F_A en [KN].

❖ Effort tranchant T

$$T(X) = 100(t) = 1000KN$$

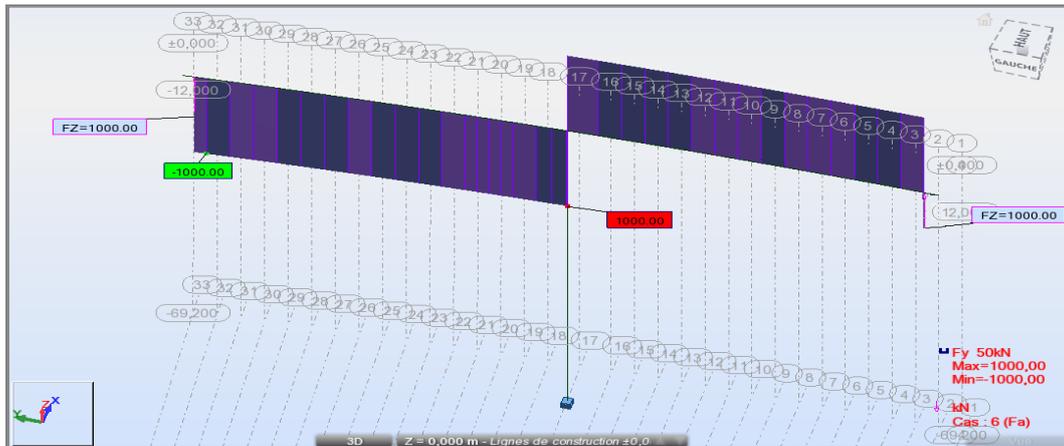


Fig. VI.24: Diagramme des efforts tranchants du fléau sous F_A en [KN].

X (m)	0	4	7	10	12	19	31	34	37	40	43	46	47,5
T (t)	-100	-100	100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100	-100
M (t.m)	4741,486	4341,638	4042,45	3443,71	3144,38	2844,94	2545,53	2246,11	1946,696	1647,18	1347,67	1048,26	748,756

Tab. VI. 2 Les effets des charges de construction sur le de – fléau en situation accidentelle F_A

VI.3.2. Les combinaisons des charges

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

$$\begin{cases} A_1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC}1}^{\max} + Q_{\text{PRC}1}^{\min} + Q_{\text{PRA}1} + Q_{\text{PRA}2} + Q_W) \\ A_2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{\text{PRC}1}^{\max} + Q_{\text{PRC}1}^{\min} + Q_{\text{PRA}1} + Q_{\text{PRA}2} + Q_W) \end{cases}$$

Avec :

- G_{\max} : Poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.
- G_{\min} : Poids du demi-fléau de l'autre coté du déséquilibre minoré de 2%
- $Q_{\text{PRC}1}^{\max}$: Poids de l'équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.
- $Q_{\text{PRC}1}^{\min}$: Poids de l'équipage mobile de l'autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D'où :

$$\begin{cases} G_{\max} = 1,2 G; G_{\min} = 0,98 \\ Q_{\text{PRC}1}^{\max} = 1,06 Q_{\text{PRC}1} ; Q_{\text{PRC}1}^{\min} = 0,96 Q_{\text{PRC}1} \end{cases}$$

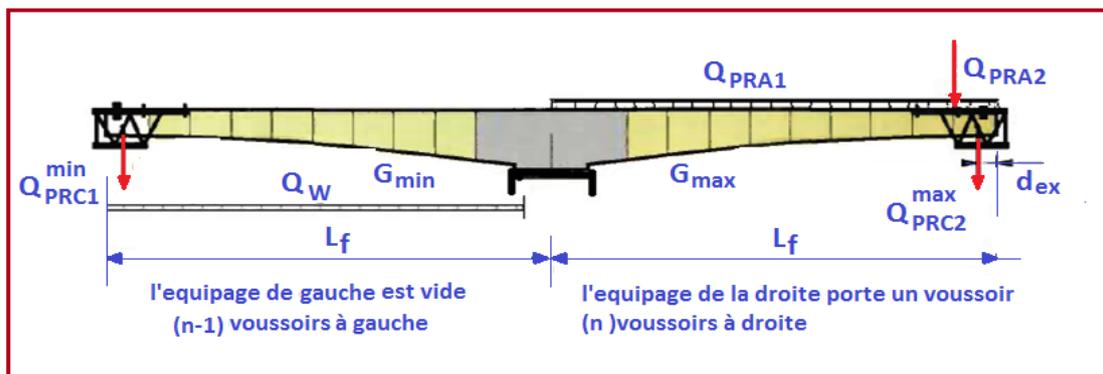


Fig. VI. 25: Combinaisons en situation temporaire.

b) Combinaisons accidentelles de construction (type B)

$$\begin{cases} B_1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC}1}^{\max} + Q_{\text{PRA}1} + Q_{\text{PRA}2}) \\ B_2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{PRC}1}^{\max} + Q_{\text{PRA}1} + Q_{\text{PRA}2}) \end{cases}$$

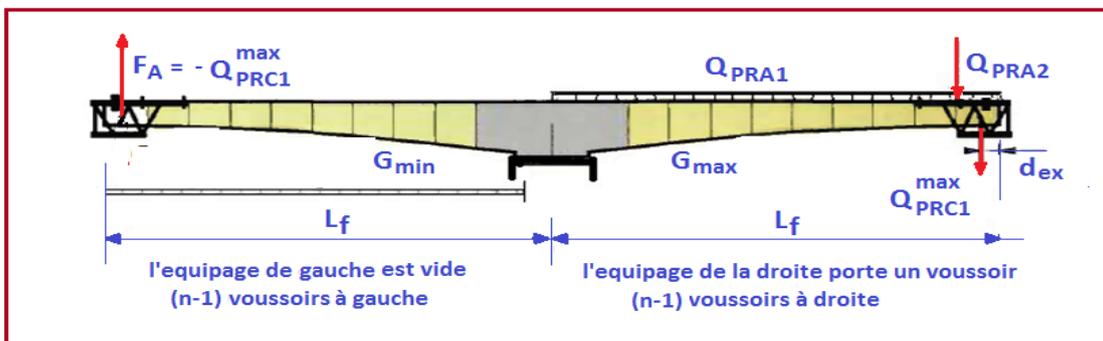


Fig. VI. 26 : Combinaisons accidentelles.

❖ Les combinaisons les plus défavorables

Type de Combinaisons	Combinaisons	T (t)	M (t. m)
Combinaisons de construction Type A	$G_{max} + G_{min} + 1,25(Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRC1}^{min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$	8516,956	181390,994
	$(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRC1}^{min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + Q_w)$	17614,89	416811,52
Combinaisons accidentelles Type B	$1,1(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$	6941,393	161934,862
	$0,9(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$	8485,447	198253,078

Tab. VI.3 : Combinaisons les plus défavorables.

- Le moment de renversement $M_R = -16106,86 \text{ t. m}$
- La réaction à la tête de la pile $R = 537,25 \text{ t}$

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 solidarisant la travée adjacente puis on termine avec la travée centrale.

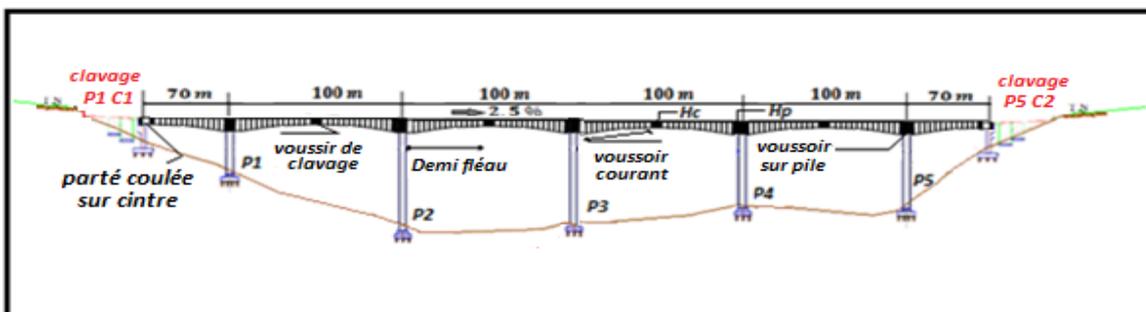


Fig. VI.27 : Clavage.

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.

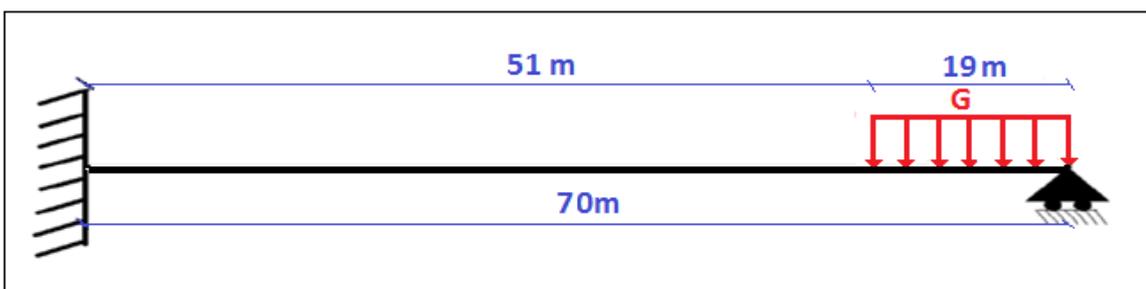


Fig. VI.28 : Détermination des efforts dus au clavage de la travée de rive.

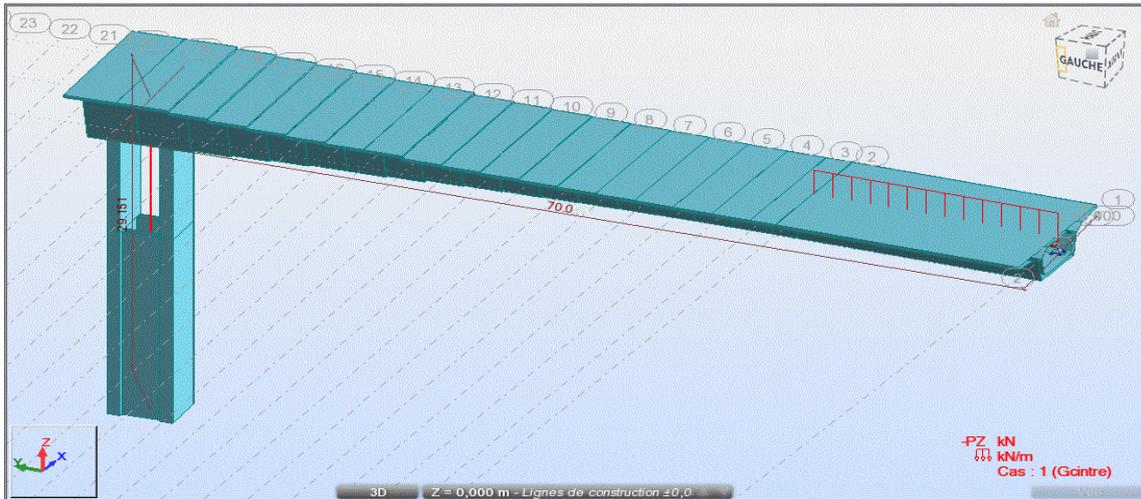


Fig. VI. 29: Vue en 3D du modèle de calcul de la travée de rive.

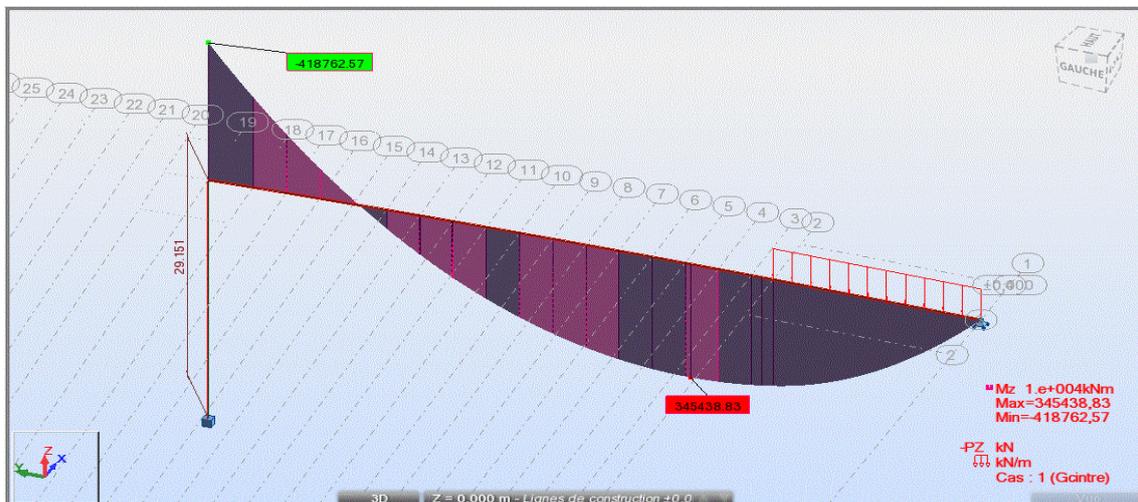


Fig. VI. 29 Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre après clavage de la travée de rive .

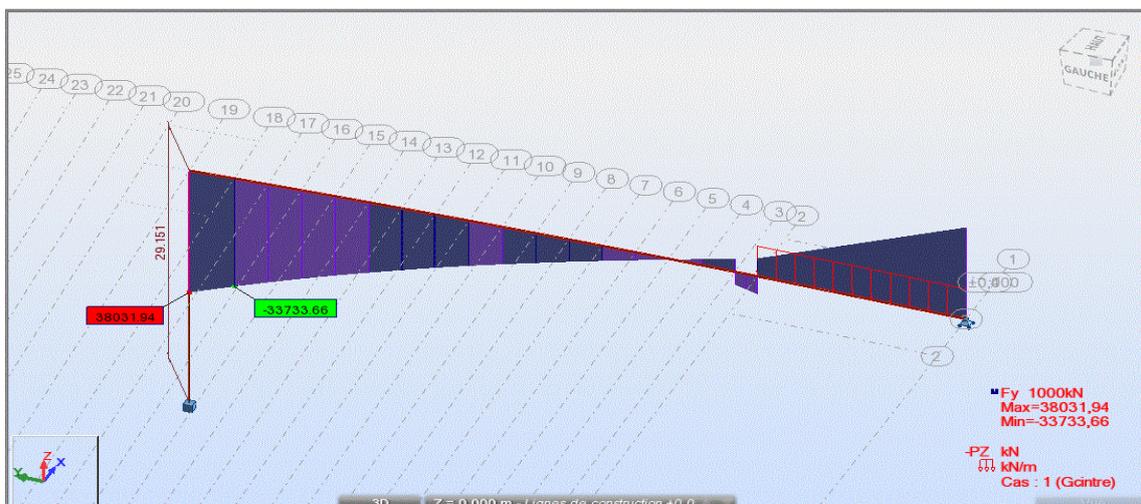


Fig. VI. 29 Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre après clavage de la travée de rive .

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

X (m)	T (t)	M (t.m)
0	3803,194	-41876,257
4	3373,366	-27543,929
7	3062,774	-17902,869
10	2763,43	-9175,105
13	2475,02	-1327,478
16	1927,746	5672,909
19	1410,978	11923,212
22	929,877	17082,46
25	471,41	21846,614
28	398,12	28852,655
31	27,33	33046,43
34	-435,22	34537,924
37	-48,0658	34539,361
40	-410,302	34294,353
43	556,049	33393,609
46	-480,656	32964,178
49	-478,65	32428,813
51	-265,71	31934,642
70	-286,3442	0

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 2 m de longueur entre leurs extrémités. Les effets du clavage engendrent des efforts qui doivent être pris en compte suivant le déroulement des opérations :

- Le poids du béton frais est directement transmis aux fléaux en regard par l'intermédiaire des fixations des équipages de clavage.
- 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

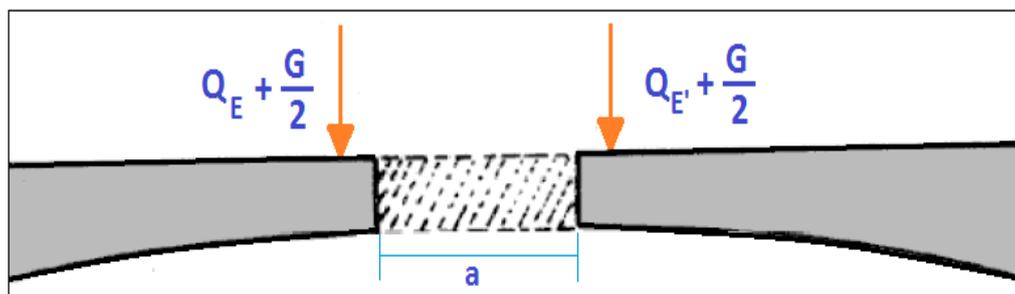


Fig. VI. 31 : Schémas statiques avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

Avec :

- $Q_E + Q_{E'}$: 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

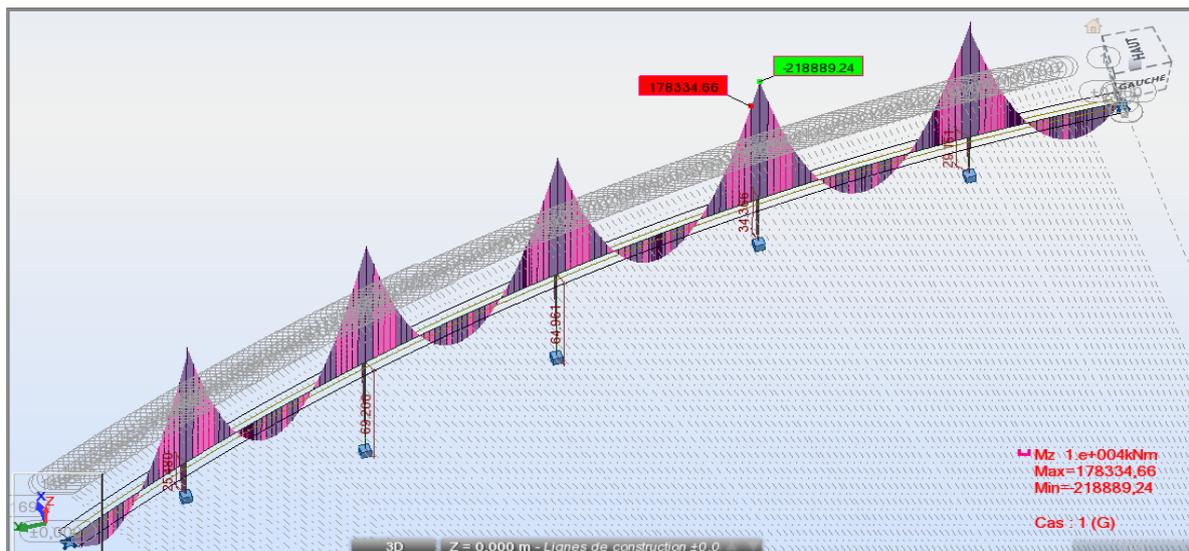


Fig. VI. 32 : Diagramme des moments fléchissant avant l'enlèvement de l'équipage de clavage

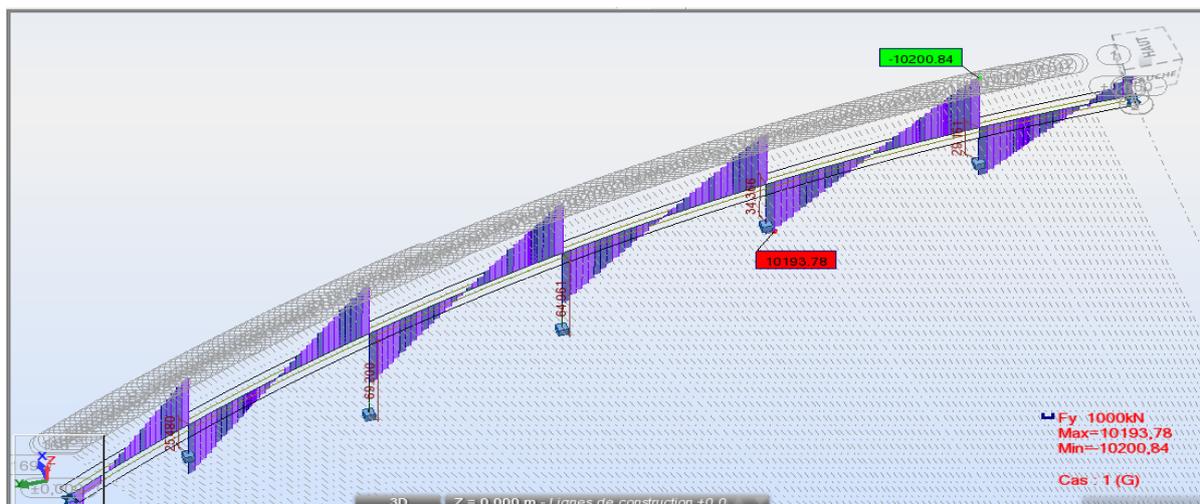


Fig. VI. 36 : Diagramme des efforts tranchants avant l'enlèvement de l'équipage de clavage.

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

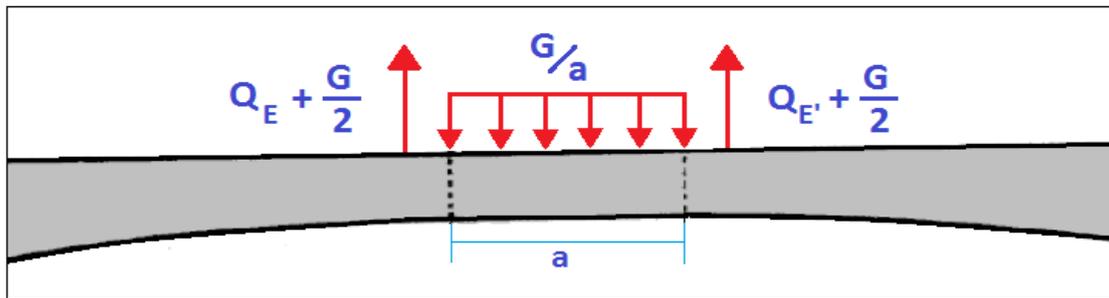


Fig. VI. 34 : Schémas statiques après l'enlèvement de l'équipage de clavage

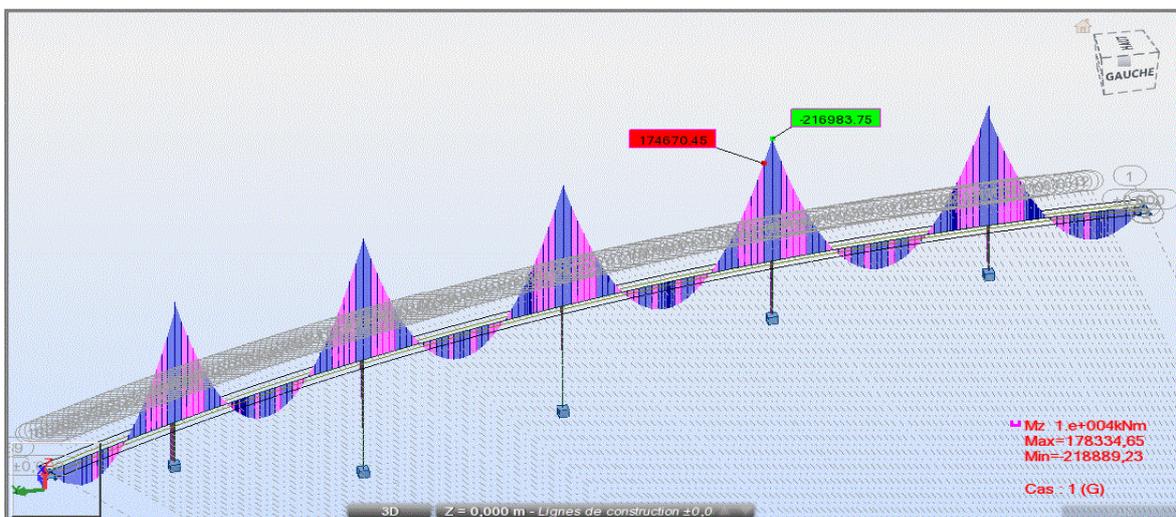


Fig. VI. 35 Diagramme des moments fléchissant après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

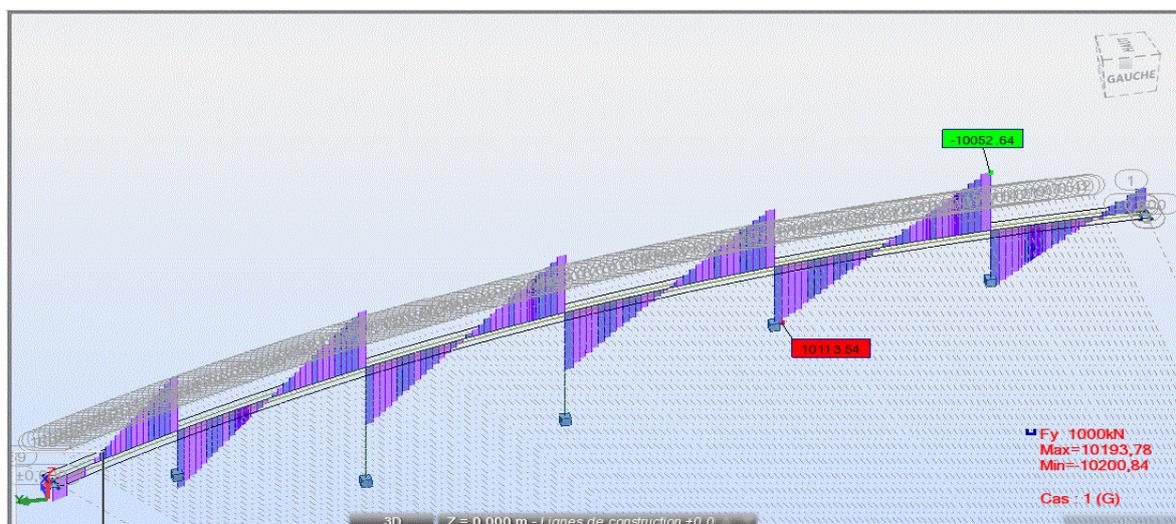


Fig. VI. 36 Diagramme des des efforts tranchants après l'enlèvement de l'équipage de clavage.

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 **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013**.

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

VI.5.3. Modèle de calcul

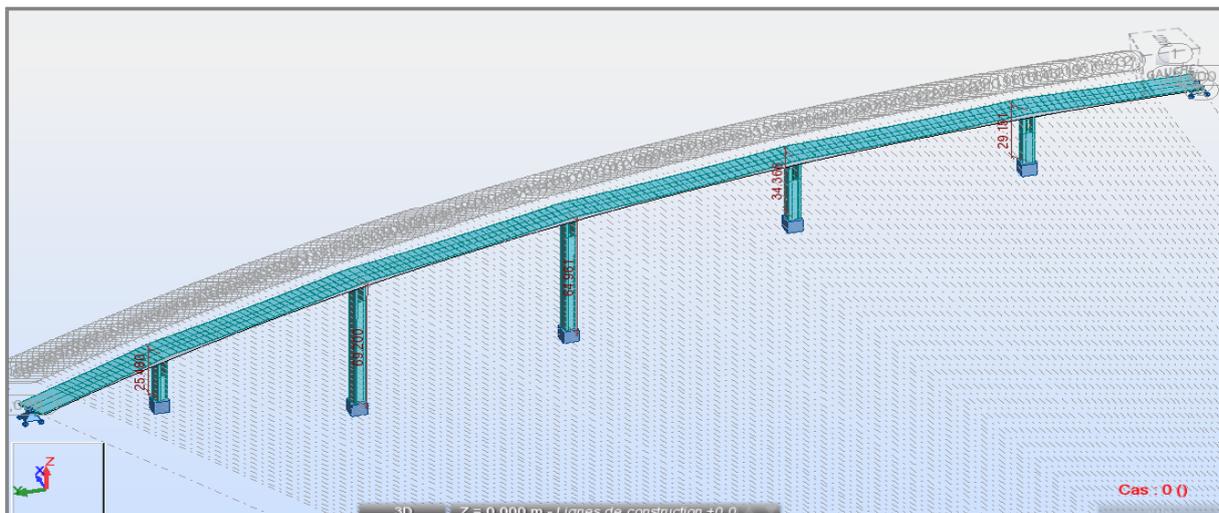


Fig. VI. 37 : Vue en 3D du modèle de calcul.

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**.
- ❖ **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **A₂(I) = 6,27 t/ml**.
- ❖ **Surcharge B_C**.
- ❖ **Surcharge militaires M_{C120}**.
- ❖ **Convoi exceptionnel D₂₄₀**.
- ❖ **Surcharges sur les trottoirs S_t** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : **S_t= 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
Sollicitations	1	PP	Permanente	Statique linéaire
	2	CCP	Permanente	Statique linéaire
	3	A(I)	Exploitation	Statique linéaire
	4	B _C	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	5	M _{C120}	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	6	D ₂₄₀	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
	7	S _t	Exploitation	Statique linéaire
Combinaisons	8	G	PP + CCP	Combinaison linéaire
	9	ELU 1	1.35G + 1.6 (A + S _t)	Combinaison linéaire
	10	ELU 2	1.35G + 1.6 (B _C + S _t)	Combinaison linéaire
	11	ELU 3	1.35 G + 1.35 M _{C120}	Combinaison linéaire
	12	ELU 4	1.35 G + 1.35 D ₂₄₀	Combinaison linéaire
	13	ELS 5	G + 1.2 (A + S _t)	Combinaison linéaire
	14	ELS 6	G + 1.2 (B _C + S _t)	Combinaison linéaire
	15	ELS 7	G + M _{C120}	Combinaison linéaire
	16	ELS 8	G + D ₂₄₀	Combinaison linéaire
	17	ELS 9	G + 1,2(A + S _t) + 0,5ΔT	Combinaison linéaire
	18	ELS 10	G + D ₂₄₀ + 0,5ΔT	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 obtenus en [KN] dans Robot sont transformé en **Tonnes**.

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 :

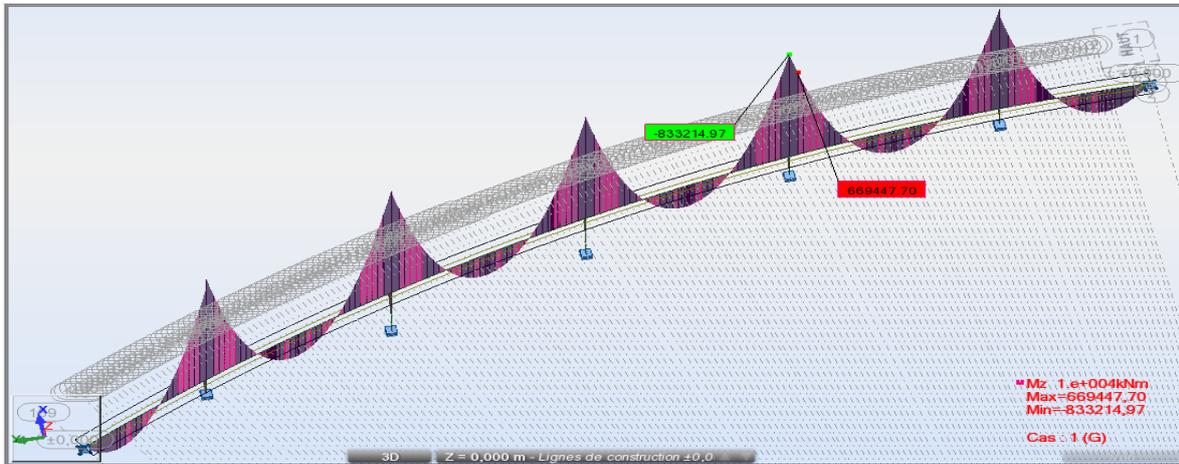


Fig. VI. 38 Diagramme des moments fléchissant dû aux charges permanentes.

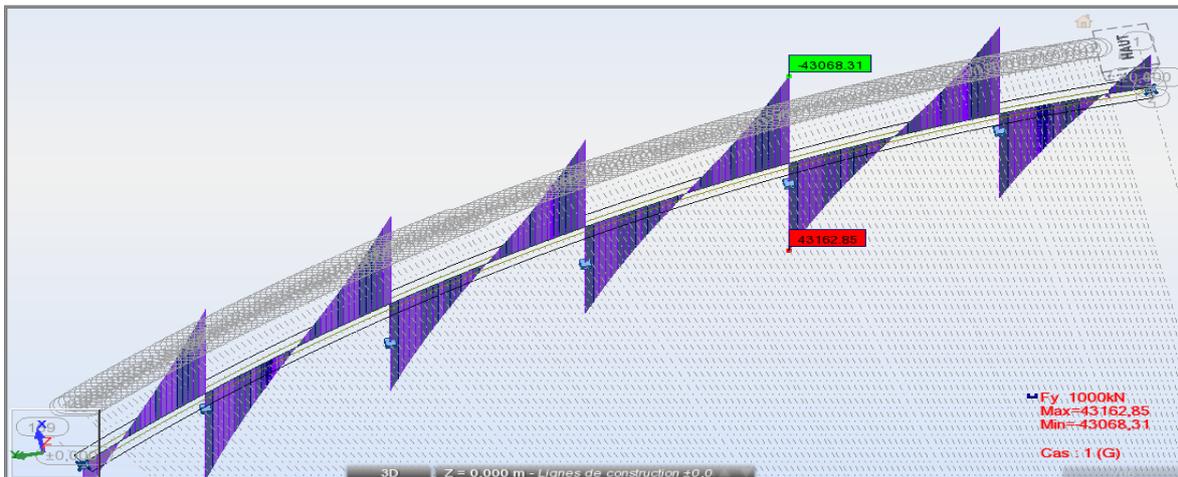


Fig. VI. 39 : Diagramme des efforts tranchants dû aux charges permanentes.

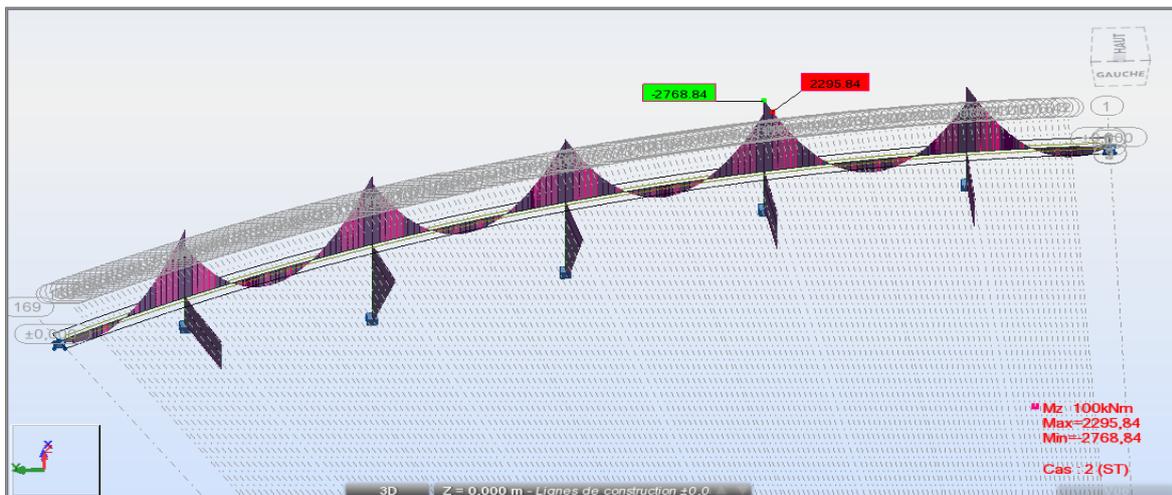


Fig. VI. 40: Diagramme du moment fléchissant sous S (t).

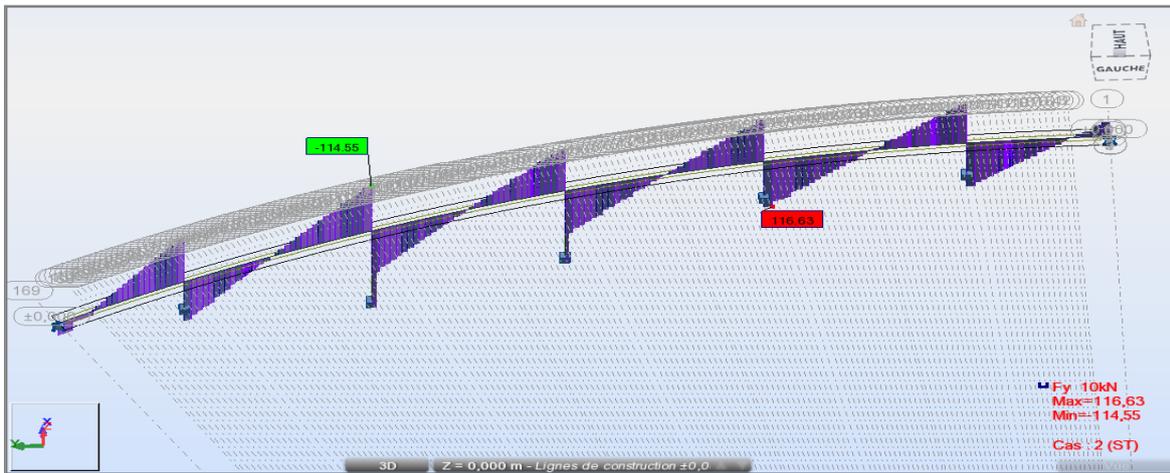


Fig. VI. 41. Diagramme de l'effort tranchant sous S(t).

VI.5.4.2. Sollicitations dues aux charges routières

➤ Sollicitations dues à la surcharge A(l)

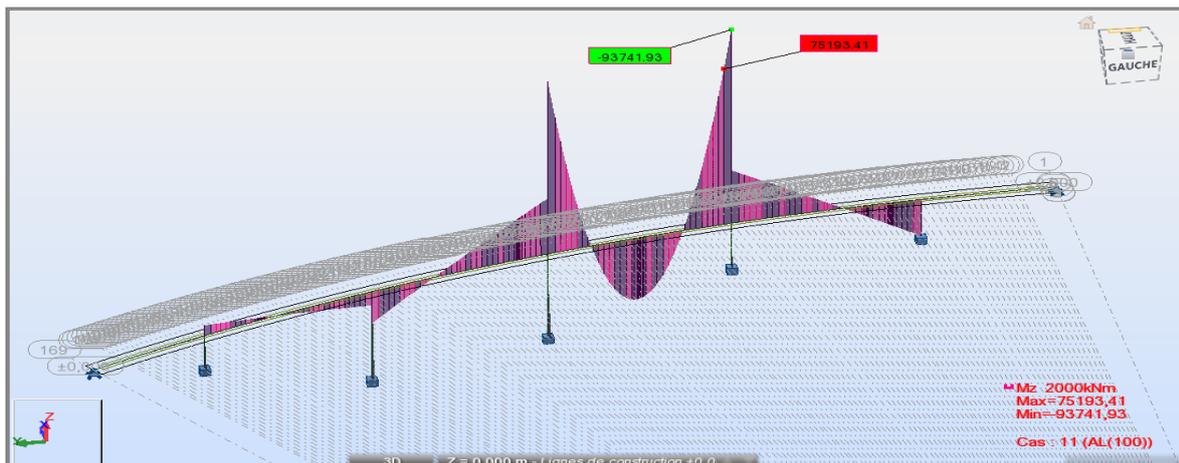


Fig. VI. 42: Diagramme du moment fléchissant sous A (l).

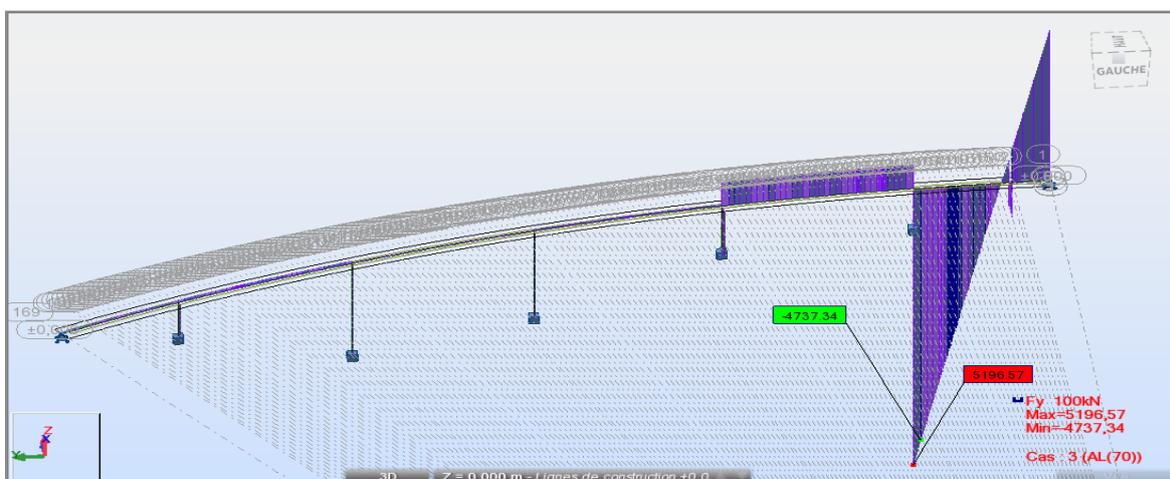


Fig. VI. 43. Diagramme de l'effort tranchant sous A(l).

➤ Sollicitations dues à la charge exceptionnelle D240

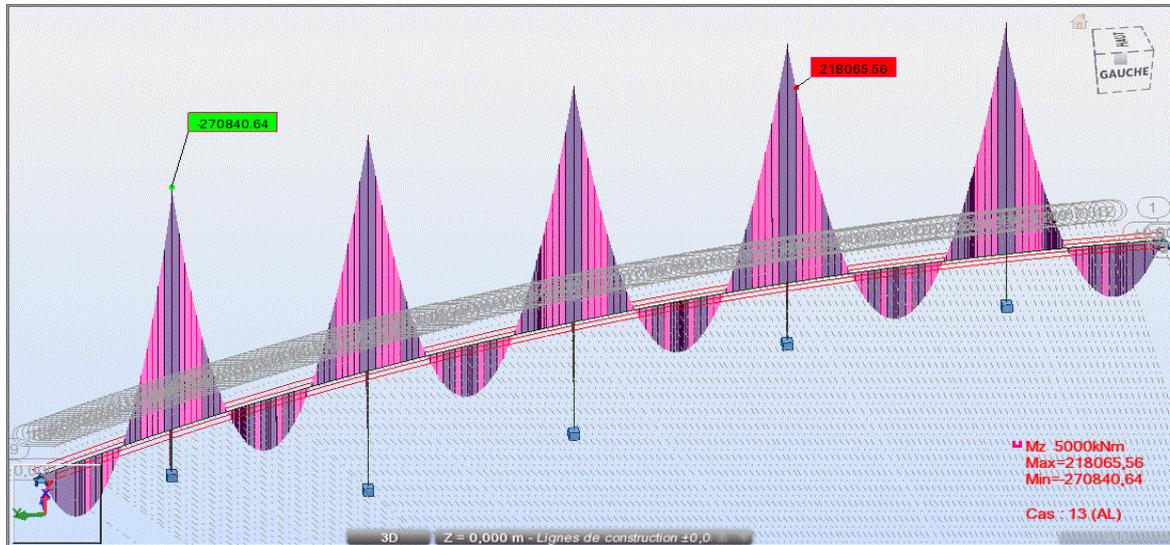


Fig. VI. 43: Diagramme du moment fléchissant sous D240.

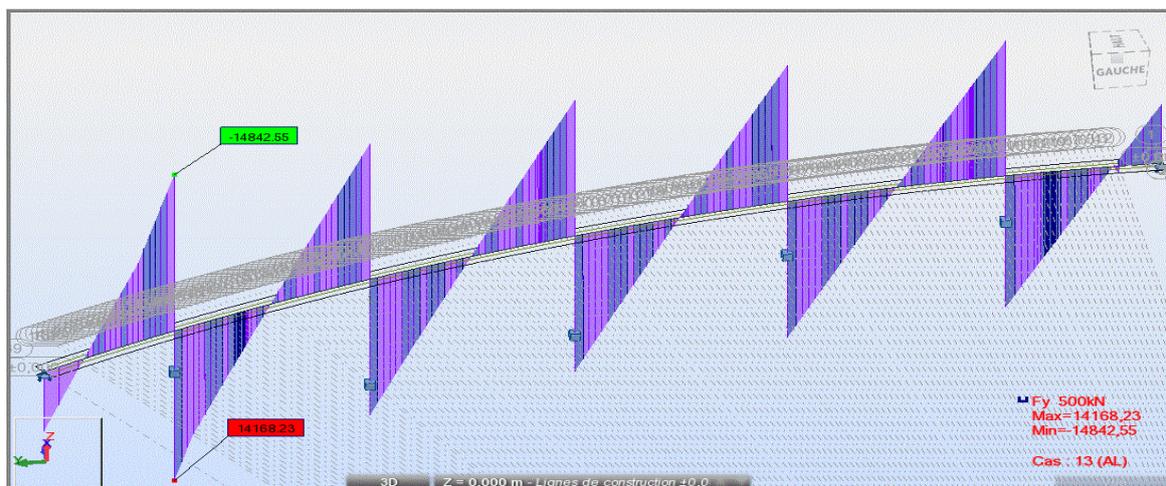


Fig. VI. 44. Diagramme de l'effort tranchant sous D240

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 :

- $\Delta T = 6^{\circ}\text{C}$: Valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.
- $\Delta T = 12^{\circ}\text{C}$: Valeur rare réputée incompatible avec les surcharges.

- Sollicitations dues au gradient thermique

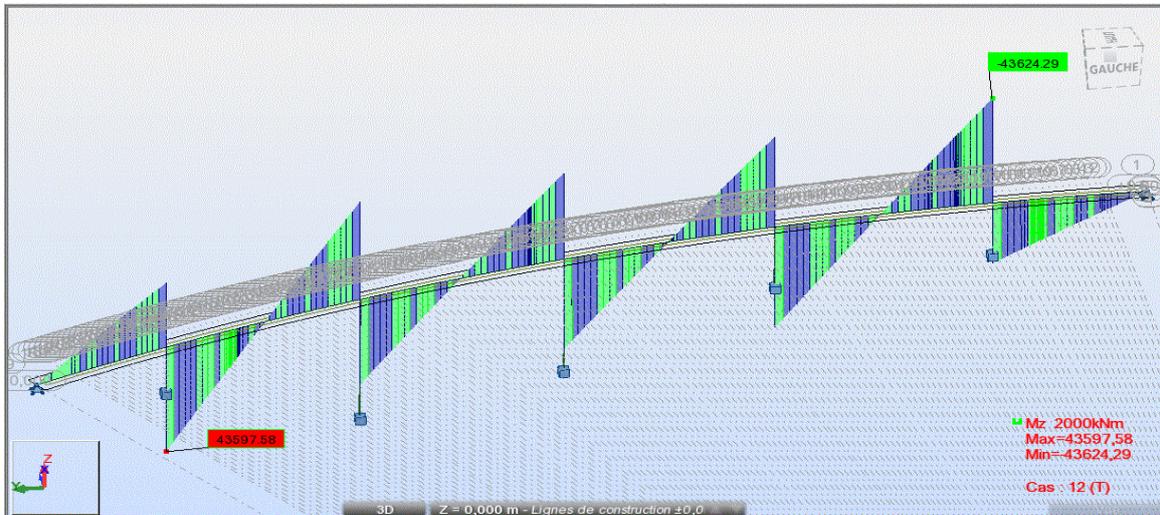


Fig. VI. 45: Diagramme du moment fléchissant dues au gradient thermique $\Delta T = 6^{\circ}C$

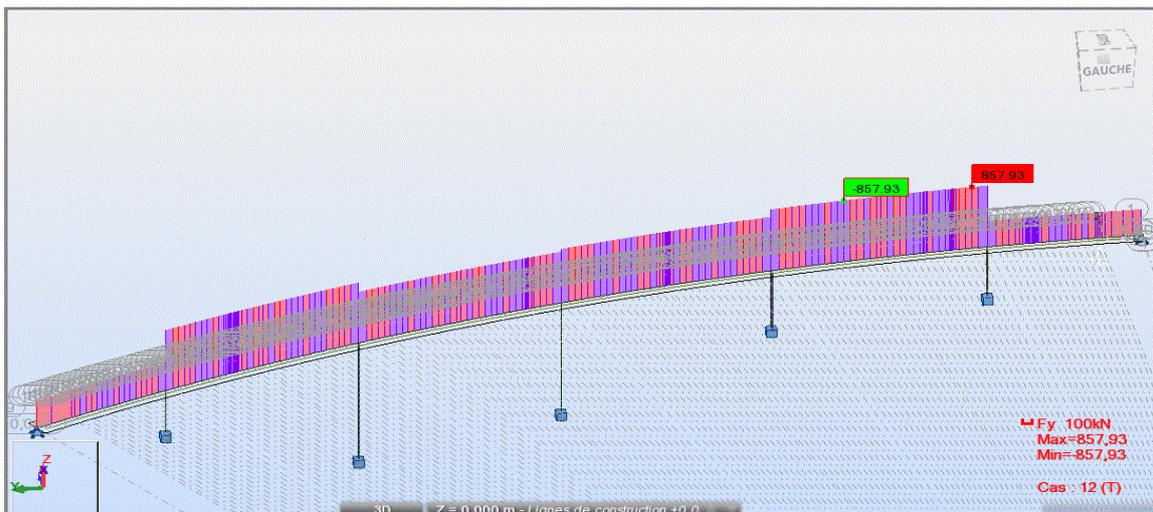


Fig. VI. 46: Diagramme de l'effort tranchant dues au gradient thermique $\Delta T = 6^{\circ}C$.

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.

Donc, on prendre les deux combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.35 D_{240} & \rightarrow A'ELU \\ G + D_{240} + 0,5\Delta T & \rightarrow A'ELS \end{cases}$$

➤ Les résultats obtenus sous la combinaison (ELU) : $1.35 G + 1.35 D_{240}$

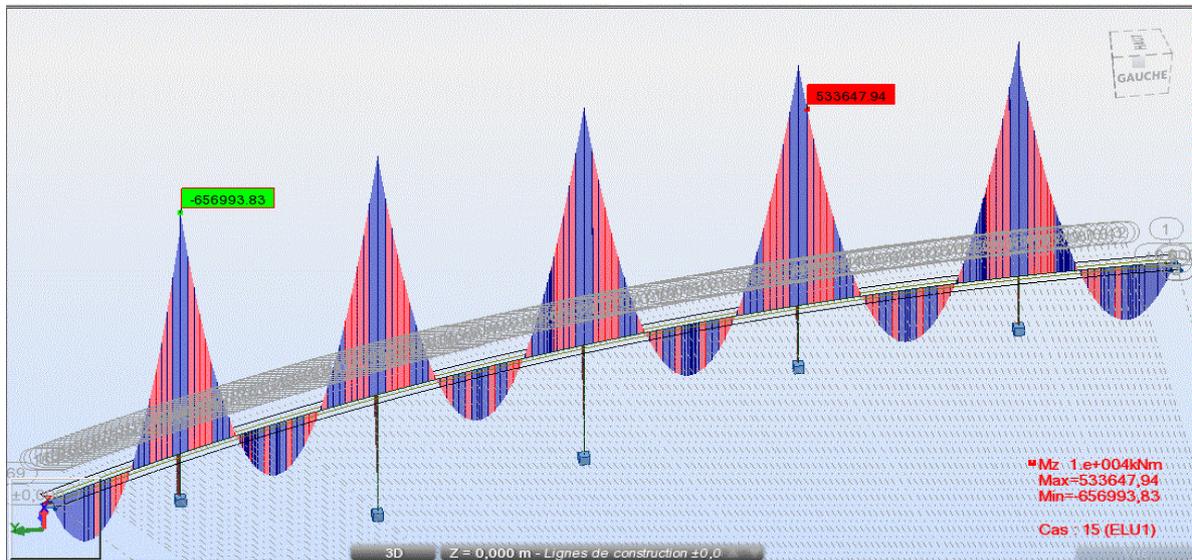


Fig. VI. 47 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $(1.35G + 1.35 D_{240})$

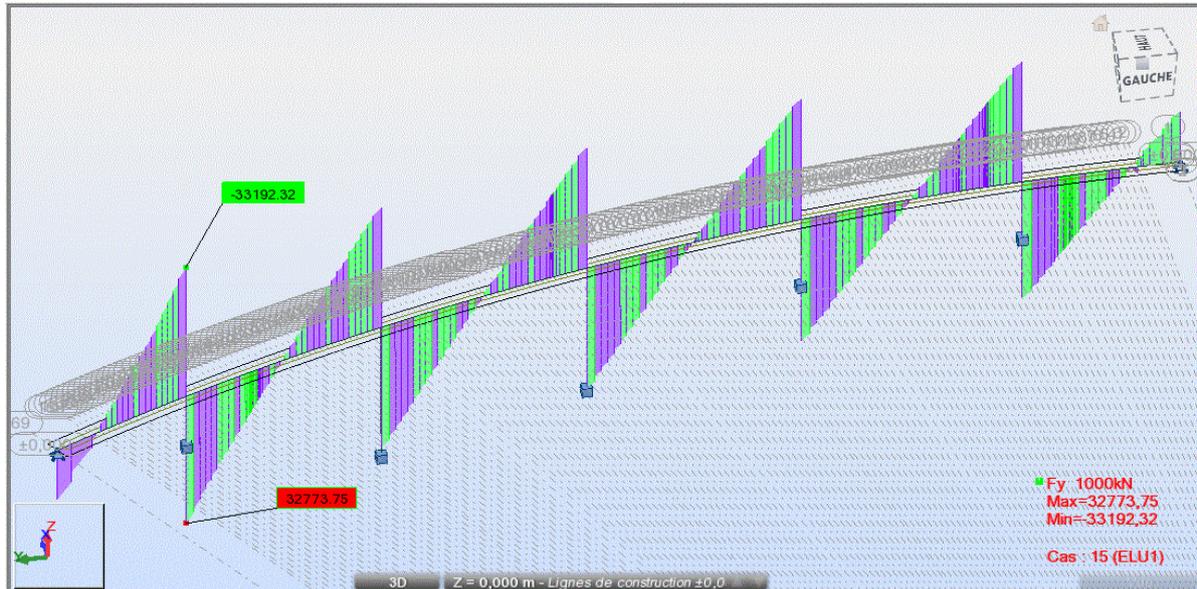


Fig. VI. 49 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison $(1.35G + 1.35 D_{240})$

➤ Les résultats obtenus sous la combinaison (ELS): $G + D240 + 0,5\Delta T$

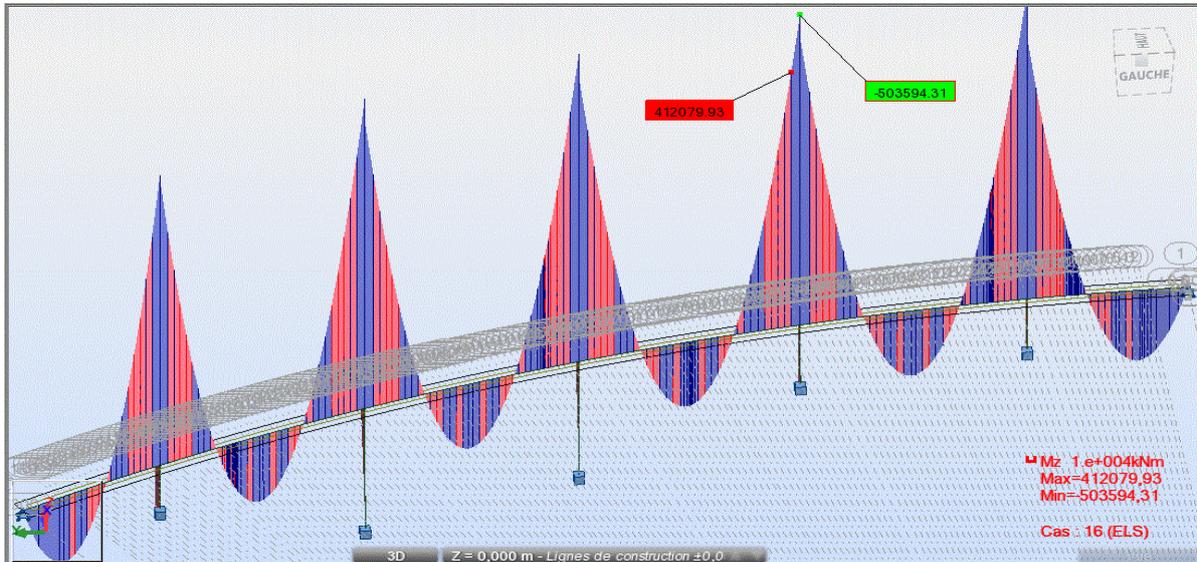


Fig. VI. 50 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison (G + D240 + 0,5ΔT)

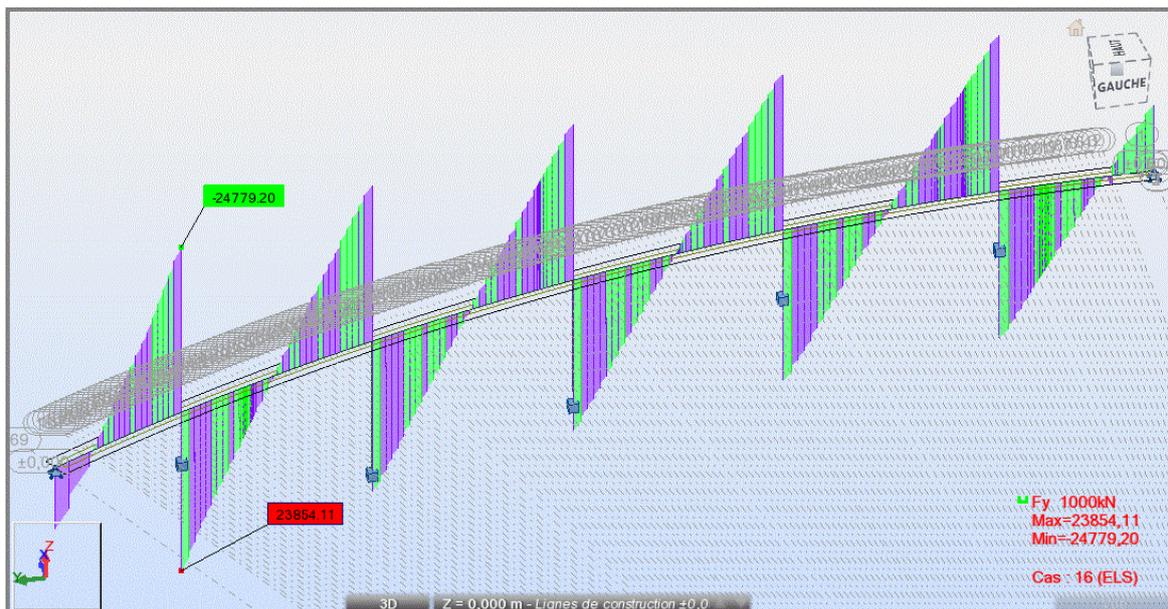


Fig. VI. 51 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison (G + D240 + 0,5ΔT)

CHAPITRE VII

Etude de la Précontrainte

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).

On utilisera donc un ciment **CPJ 450** dosé à **400 Kg/m³**, soit une résistance caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

c) Armatures de précontrainte

La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type **19T15s** 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 : $\phi_g = 88 \text{ mm.}$
- Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_g = 80 \text{ mm.}$

VII.1. Mode de calcul

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

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. L'objectif de ce présent chapitre est de

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

VII. 3. Etude de la précontrainte de fléau

VII.3.1. 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.3.2. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures :} \\ \text{Fibres inférieures :} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|}{I} \times V' \end{array}$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures :} \\ \text{Fibres inférieures :} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \sigma_p^{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} \\ \sigma_p^{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} \end{array}$$

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. Ce qui donne:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures :} \\ \text{Fibres inférieures :} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} - \frac{|M|}{I} \times V = 0 \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} + \frac{|M|}{I} \times V' = 0 \end{array}$$

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:

$$P = \frac{\frac{M \cdot V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

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

VII.3.3. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15s peut créer, P_0 est estimé à 20% de perte.
- La tension à l'origine (σ_{P_0}) est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494) = \mathbf{1488 \text{ M Pa}}$$

Donc :

{ La force utile d'un câble **19T15s** estimée à **20%** de perte, $P_0 = \sigma_{P_0} \times S$
 { S : section d'un câble 19T15s, $S = \mathbf{0,002641 \text{ m}^2}$, (139 x 19 = 0,002641 m²)

$$\Rightarrow P_0 = 1488 \times 2641 \times 0,80 \times 10^{-4} = \mathbf{3,1438 \text{ MN.}}$$

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

- Section: $S = 23,815 \text{ m}^2$
- Inertie: $I = 90,472 \text{ m}^2$
- Distance du centre de gravite à la fibre supérieure : $V = \mathbf{2,456 \text{ m}}$
- $e = v - d$; On prend l'enrobage $d = 0,2 \text{ m} \Rightarrow e = 2,456 - 0,2 = \mathbf{2,256 \text{ m}}$

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 : $M = - \mathbf{346,002 \text{ MN.m}} \Rightarrow P = \mathbf{108,98 \text{ MN}}$

On trouve
$$N \geq \mathbf{34,98}$$

Donc on arrondit à **36 câbles** répartis à raison de **18 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.3.4. 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 :

$$N_i = \frac{P_i}{P_0} \quad \text{Avec:} \quad P_i = \frac{\frac{M_i \cdot V_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i \times V_i}{I_i}}$$

X (m)	M (MN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (MN)	Ni	Ni _{réel}	Câble arrêtes
1/2VSP	-346,002	90,472	23,815	2,456	2,256	108,9	34,66	36	-
V1	-298,95	71,619	14,044	2,456	2,256	95,9	30,504	36	4
V2	-261,73	60,682	13,779	2,277	2,077	91,78	29,19	32	4
V3	-238,01	50,991	13,541	2,121	1,921	87,17	27,73	28	2
V4	-204,51	42,911	13,32	1,977	1,777	79,52	25,296	26	2
V5	-166,27	36,201	13,117	1,845	1,645	74,44	23,680	24	2
V6	-139,24	30,662	12,932	1,724	1,524	72,53	21,070	22	2
V7	-114,61	26,118	12,765	1,615	1,415	66,24	19,412	20	2
V8	-92,37	22,418	12,615	1,517	1,317	53,57	17,04	18	2
V9	-72,54	19,43	12,482	1,43	1,23	46,78	14,88	16	2
V10	-55,09	17,045	12,368	1,355	1,155	45,56	13,01	14	2
V11	-40,05	15,172	12,271	1,292	1,092	40,90	11,42	12	2
V12	-27,39	13,736	12,191	1,24	1,04	29,33	9,33	10	2
V13	-17,14	12,677	12,13	1,199	0,999	24,17	7,69	8	2
V14	-9,285	11,952	12,086	1,171	0,971	16,34	5,2	6	2
V15	-3,82	11,53	12,059	1,154	0,954	10,40	3,31	4	4
Σ	/	/	/	/	/	/	/	/	36

Tab. VII. 1: Nombre de câble nécessaire pour chaque voussoir.

Voussoirs	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15
Câbles arrêtes	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	4
Câble arrêtes /âme	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2

Tab. VII. 2: Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

VII.3.5. 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 19T15s est de 8,8 cm.

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

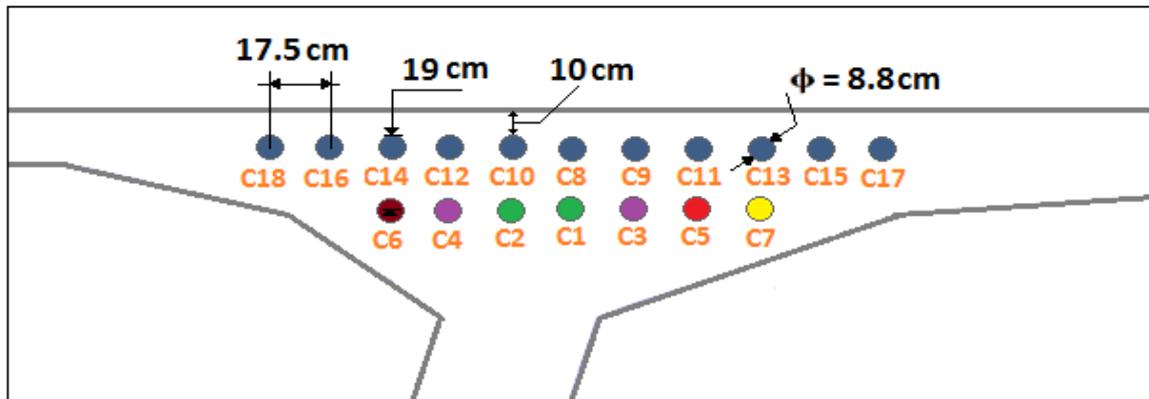


Fig. VII. 1: Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

VII.3.6. 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.

VII.3.6.1. 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 :

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

Avec :

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

➤ L'équation du rayon de courbure à pour expression :

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

R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles 19T15s = 6 m

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{dy}{dx} = 2 (d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \text{Arctg} [2 (d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}]$$

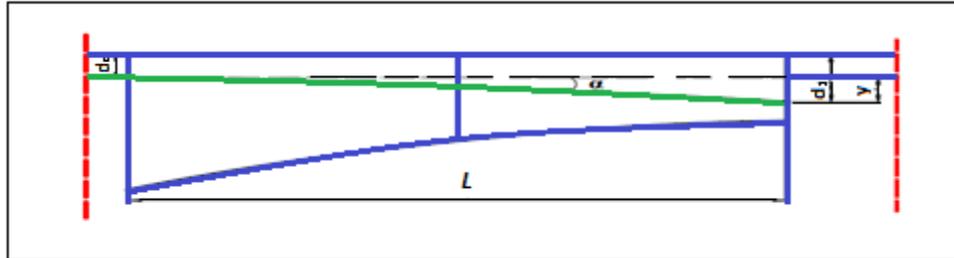


Fig. VII. 2. Câblage en élévation.

❖ **Tracé du câble N°1**

Le câble est arrêté dans le premier voussoir (à $x = 7\text{m}$), on arrête 4 câbles dans cette section soient 2 par âme.

Le câble n° 1 s'ancrera au **c. d. g** de la section.

$$d_0 = 0,350 \text{ m} \quad d_1 = 2,278 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1,928 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 1,928} = 2,334 \text{ m} \leq R_{\min} = 6\text{m}$$

On doit changer la position d'ancrage

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{x^2}{2y} \geq 6 \quad \Rightarrow \quad y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N :

$$y \leq \frac{3^2}{12} = 0,75\text{m}$$

Soit : $y = 0,65\text{m} \quad \Rightarrow \quad d_1 = y + d_0 = 1,00 \text{ m}$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 0,65} = 6,92 \text{ m} \geq R_{\min}$$

D' $\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1,027 - 0,35) \times (1/3)) = 0,4239 \text{ rad}$

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 0.5 m au-dessus du c d g de la section.

$$d_0 = 0.350 \text{ m} \quad d_1 = 2,278 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1,928 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 1,928} = 2,334 \text{ m} < R_{\min} = 6\text{m}$$

On doit changer la position d'ancrage.

$$R(x) \geq 6 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 6 \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{12}$$

A.N

$$y \leq \frac{3^2}{12} = 0,75 \text{ m}$$

Soit : $y = 0,70 \text{ m} \Rightarrow d_1 = y + d_0 = 1,05 \text{ m}$

$$R(x) = \frac{3^2}{2 \times 0,70} = 6,43 \text{ m} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} (2 \times (1,05 - 0,35) \times (1/3)) = 0,4773 \text{ rad}$$

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

$$Y(x) = 0,38 + 0,0722 X^2 \quad [\text{m}]$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après :

Voussoirs	N° Câble	X (m)	V (m)	d0 (m)	d1 (m)	y (m)	R (m)	α (rad)	Equation de la courbe (m)
V1	C1	3,000	2,278	0,350	1,027	0,677	6,647	0,4239	$0,35 + 0,0752 x^2$
	C2	3,000	2,278	0,350	1,126	0,776	5,798	0,4773	$0,35 + 0,0862 x^2$
V2	C3	6,000	2,120	0,350	1,868	1,518	11,857	0,4678	$0,35 + 0,0421 x^2$
	C4	6,000	2,120	0,350	2,368	2,018	8,919	0,5916	$0,35 + 0,0560 x^2$
V3	C5	6,000	1,976	0,350	1,724	1,374	13,100	0,4288	$0,35 + 0,0381 x^2$
V4	C6	6,000	1,847	0,350	1,842	1,492	12,064	0,4610	$0,35 + 0,0414 x^2$
V5	C7	6,000	1,725	0,350	1,721	1,371	13,129	0,4288	$0,35 + 0,0381 x^2$
V6	C8	6,000	1,614	0,170	1,612	1,442	12,482	0,4485	$0,17 + 0,0401 x^2$
V7	C9	6,000	1,518	0,170	1,514	1,344	13,392	0,4208	$0,17 + 0,0373 x^2$
V8	C10	6,000	1,431	0,170	1,677	1,507	11,944	0,4649	$0,17 + 0,04180 x^2$
V9	C11	6,000	1,355	0,170	1,352	1,182	15,228	0,3749	$0,17 + 0,0328 x^2$
V10	C12	6,000	1,291	0,170	1,289	1,119	16,085	0,3572	$0,17 + 0,0311 x^2$
V11	C13	6,000	1,241	0,170	0,988	0,818	22,004	0,2659	$0,17 + 0,0227 x^2$
V12	C14	6,000	1,210	0,170	1,197	1,027	17,526	0,3295	$0,17 + 0,0285 x^2$
V13	C15	6,000	1,170	0,170	1,168	0,998	18,036	0,3209	$0,17 + 0,0277 x^2$
V14	C16	6,000	1,155	0,170	1,151	0,981	18,348	0,3165	$0,17 + 0,0273 x^2$
V15	C17	6,000	1,147	0,170	1,145	0,975	18,461	0,3144	$0,17 + 0,0271 x^2$
	C18	6,000	1,147	0,170	1,145	0,975	18,461	0,3144	$0,17 + 0,0271 x^2$

Tab. VII. 3 : Tableau donnant les paramètres du tracé en élévation des câbles de fléau

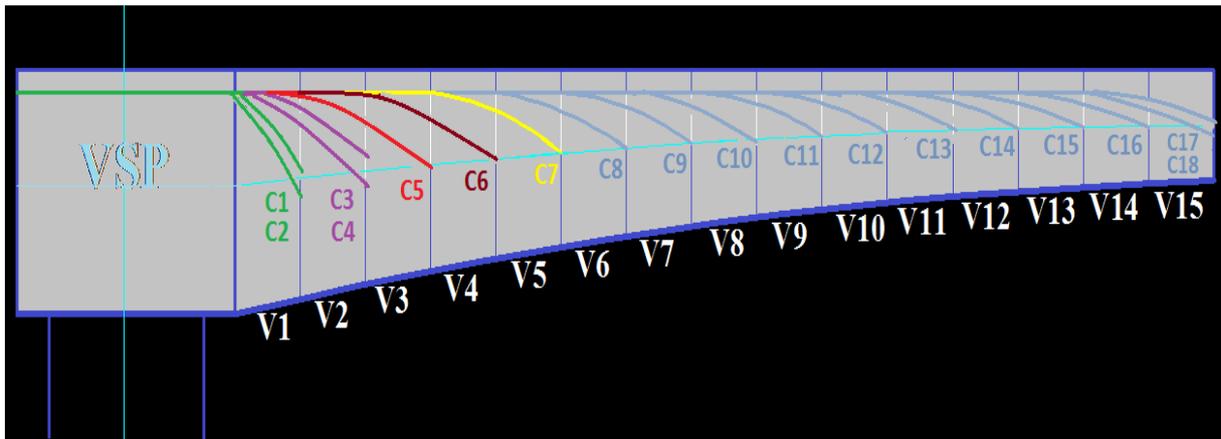


Fig. VII. 3. Tracé de câbles en élévation

VII.3.6.2. 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.

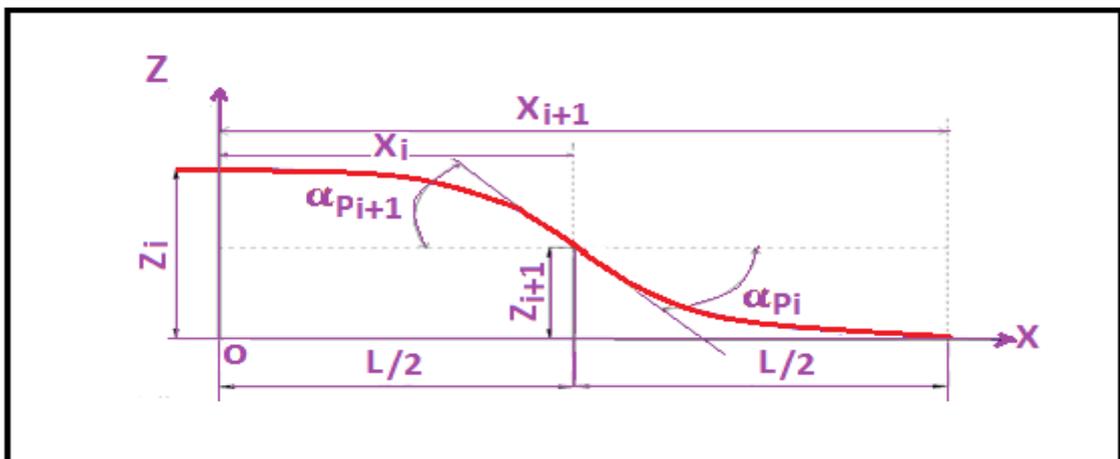


Fig. VII. 4 : Tracé en plan d'un câble du fléau.

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 carburets:

$$R_i = \frac{(X_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison à l'horizontale:

$$\tan(\alpha_{pi}) = 2 \frac{(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \tan(\alpha_{pi+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

N.B : Du fait que la position initiale des câbles C₁ et C₈ 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° de voussoirs	N° de câble	X (m)	X ₁ (m)	X ₂ (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	α _{pi} (rad)	α _{pi+1} (rad)	Eq ^t . de la 2 ^{eme} courbure (m)	Eq ^t . de la 2 ^{eme} courbure (m)
V1	C1	3	1,5	1,5	0	0	/	/	0	0	0	0
	C2	3	1,5	1,5	0,175	0,087	12,78	12,78	0,116	0,116	0,087 - 0,038x ²	0,038 (x-1,5) ²
V2	C3	6	3	3	-0,350	-0,175	-25,71	-25,71	0,117	0,117	-0,175 + 0,019x ²	-0,019(x-3) ²
	C4	6	3	3	0,350	0,175	25,71	25,71	0,117	0,117	0,175 - 0,019x ²	0,019(x-3) ²
V3	C5	6	3	3	-0,525	-0,263	-17,14	-17,14	0,175	0,175	-0,263 + 0,029 x ²	-0,029(x-3) ²
V4	C6	6	3	3	0,700	0,350	12,85	12,85	0,233	0,233	0,350 - 0,039 x ²	0,039(x-3) ²
V5	C7	6	3	3	-0,700	-0,350	-12,85	-12,85	0,233	0,233	-0,350 + 0,039x ²	-0,039(x-3) ²
V6	C8	6	3	3	0	0	/	/	0	0	0	0
V7	C9	6	3	3	-0,175	-0,087	-51,42	-51,42	0,058	0,058	-0,087 + 0,097 x ²	-0,097(x-3) ²
V8	C10	6	3	3	0,175	0,087	51,42	51,42	0,058	0,058	0,087 - 0,097 x ²	0,097(x-3) ²
V9	C11	6	3	3	-0,525	-0,263	-17,14	-17,14	0,175	0,175	-0,263 + 0,029x ²	-0,029(x-3) ²
V10	C12	6	3	3	0,525	0,263	17,14	17,14	0,175	0,175	0,263 - 0,029 x ²	0,029(x-3) ²
V11	C13	6	3	3	-0,700	-0,350	-12,85	-12,85	0,233	0,233	-0,350 + 0,039 x ²	-0,039(x-3) ²
V12	C14	6	3	3	0,700	0,350	12,85	12,85	0,233	0,233	0,350 - 0,049 x ²	+ 0,049 (x-3) ²
V13	C15	6	3	3	-0,875	-0,438	-10,28	-10,28	0,291	0,291	-0,438 + 0,048 x ²	-0,048 (x-3) ²
V14	C16	6	3	3	0,875	0,438	10,28	10,28	0,291	0,291	0,438 - 0,048 x ²	+0,048 (x-3) ²
V15	C17	6	3	3	-1,050	-0,525	-8,57	-8,57	0,350	0,350	-0,525 + 0,058 x ²	-0,058 (x-3) ²
	C18				1,050	0,525	8,57	8,57	0,350	0,350	0,525 - 0,058 x ²	+0,058 (x-3) ²

Tab. VII. 4 : Tableau donnant les paramètres en plan des câbles de fléau.

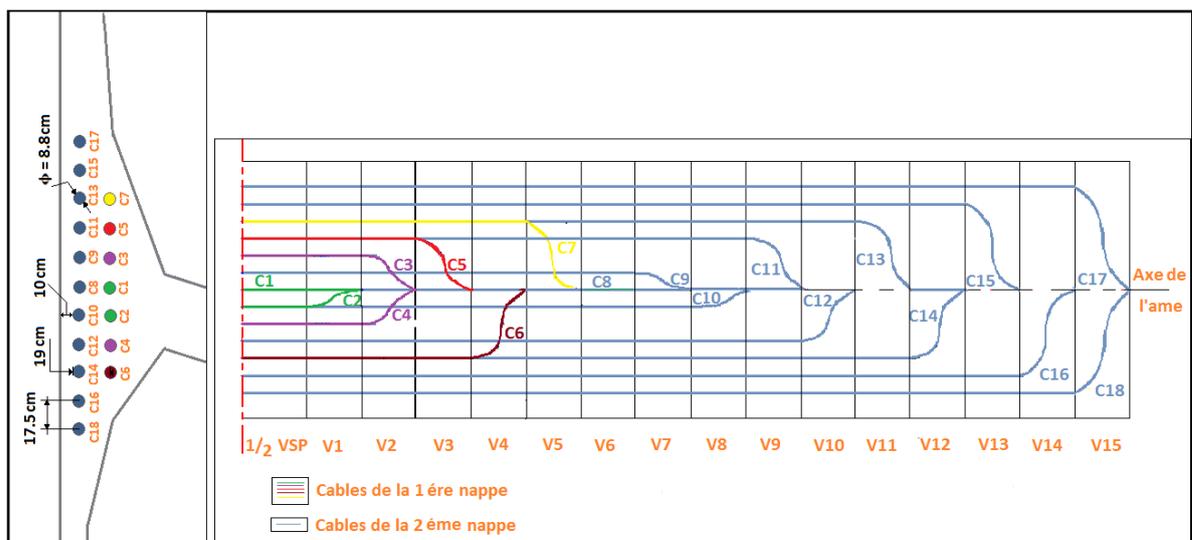


Fig. VII. 5 : Tracé de câbles en plan.

VII.3.7. 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.3.7.1. 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.

VII.3.7.1.1. 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 :

- σ_{p0} : Tension à l'origine = 1488MPa,
- e : La base des logarithmes népériens.
- f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$
- x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,
- α : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x),

Si les déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\alpha = \alpha_e + \alpha_p$$

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 ϕ selon le **BPEL** :

Cas	Nature des armatures	f		ϕ
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou 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 ϕ .

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

N° de voussoirs	N° de câble	X (m)	α (rad)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003X)}$	$\sigma_{p0} [1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003X)}]$ (MPa)	σ_p après perte par frottement
V1	C1	7	0,424	0,916	124,992	1342,633
	C2	7	0,477	0,907	138,384	1292,571
V2	C3	10	0,468	0,884	172,608	1281,246
	C4	10	0,592	0,862	205,344	1249,612
V3	C5	13	0,429	0,883	174,096	1261,918
V4	C6	16	0,461	0,869	194,928	1227,565
V5	C7	19	0,428	0,867	263,377	1224,623
V6	C8	22	0,449	0,856	197,904	1275,366
V7	C9	25	0,421	0,853	218,736	1253,617
V8	C10	28	0,465	0,837	242,544	1214,622
V9	C11	31	0,375	0,845	230,640	1226,339
V10	C12	34	0,357	0,841	236,592	1202,536
V11	C13	37	0,266	0,848	226,176	1213,651
V12	C14	40	0,329	0,830	252,960	1172,986
V13	C15	43	0,321	0,824	261,888	1150,68
V14	C16	46	0,317	0,817	272,304	1141,055
V15	C17	49	0,314	0,810	282,720	1117,745
	C18	49	0,314	0,810	282,720	1117,745
$\Sigma \Delta \sigma_f$	/	/	/	/	3978,913	/

Tab. VII. 6 : Résultats des pertes par frottement de chaque câble.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_f = 3978,913 \text{ MPa}$.

VII.3.7.1.2. 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 x 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 :

- λ : Longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage.
- σ_{p0} : Contrainte initiale.
- σ'_{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 qualité $g E_p$ 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 λ , dans la mesure où l’armature de longueur l est tendue par une seul extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{1}$ sur la longueur λ , 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 : $k = \frac{a f}{l} + \varphi$

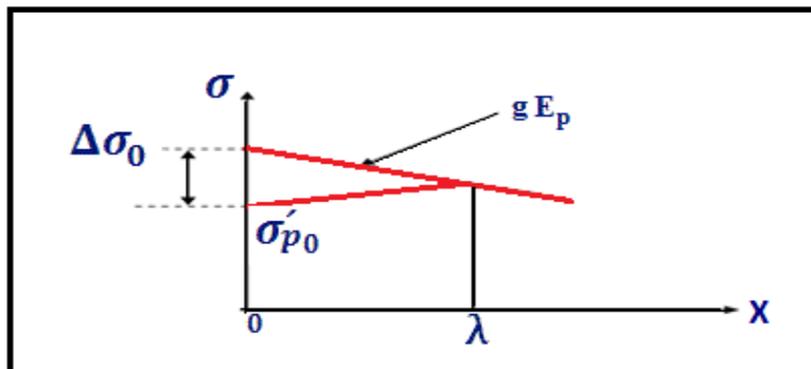


Fig. VII. 6 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l’armature sous effet de recul à l’ancrage.

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 voussoir	N° de câble	X (m)	α (rad)	l (m)	k	λ (m)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
V1	C1	7	0,424	7	0,0155	7,146	0,221
	C2	7	0,477	7	0,0166	6,793	0,225
V2	C3	10	0,468	10	0,0123	7,892	0,194
	C4	10	0,592	10	0,0148	7,195	0,213
V3	C5	13	0,429	13	0,0096	8,933	0,171
V4	C6	16	0,461	16	0,0087	9,384	0,163
V5	C7	19	0,428	19	0,0075	10,106	0,152
V6	C8	22	0,449	22	0,0071	10,387	0,157
V7	C9	25	0,421	25	0,0063	11,027	0,145
V8	C10	28	0,465	28	0,0063	11,027	0,145
V9	C11	31	0,375	31	0,0054	11,911	0,128
V10	C12	34	0,357	34	0,0051	12,256	0,125
V11	C13	37	0,266	37	0,0044	13,195	0,116
V12	C14	40	0,329	40	0,0046	12,905	0,118
V13	C15	43	0,321	43	0,0045	13,048	0,117
V14	C16	46	0,317	46	0,0043	13,348	0,114
V15	C17	49	0,314	49	0,0043	13,348	0,115
	C18	49	0,314	49	0,0043	13,348	0,115
$\Sigma\Delta\sigma_0$	/	/	/	/	/	/	2,734

Tab. VII. 7 : Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.

Les pertes dues aux reculs d'ancrages sont égales à **2,734 MPa**

VII.3.7.1.3. 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 :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- E_{ij} : Module de YOUNG instantané de béton jour j ; $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$
- $f_{cj} = 35$ MPa (à j \geq 28 jours) $\Rightarrow E_{ij} = 35\ 981,729$ 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.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

Avec :

- **P** : Effort de précontrainte après pertes par frottement ;
- **n** : Nombre de câbles
- **M** : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges

N° de voussoirs	I (m ⁴)	S (m ²)	M (MN.m)	e ₀ (m)	P (MN)	σ _b (MPa)	Δσ ₀
1/2VSP	90,472	23,815	346,002	2,256	108,9	2,071	5,468
V1	71,619	14,044	298,95	2,256	95,9	4,220	11,141
V2	60,682	13,779	261,73	2,077	91,78	4,223	11,149
V3	50,991	13,541	238,01	1,921	87,17	3,779	9,977
V4	42,911	13,32	204,51	1,777	79,52	3,352	8,850
V5	36,201	13,117	166,27	1,645	74,44	3,684	9,726
V6	30,662	12,932	139,24	1,524	72,53	4,181	11,038
V7	26,118	12,765	114,61	1,415	66,24	4,057	10,711
V8	22,418	12,615	92,37	1,317	53,57	2,964	7,825
V9	19,430	12,482	72,54	1,230	46,78	2,798	7,387
V10	17,045	12,368	55,09	1,155	45,56	3,516	9,283
V11	15,172	12,271	40,05	1,092	40,90	3,394	8,961
V12	13,736	12,191	27,39	1,04	29,33	2,552	6,737
V13	12,677	12,13	17,14	0,999	24,17	2,546	6,722
V14	11,952	12,086	9,285	0,971	16,34	1,925	5,082
V15	11,530	12,059	3,820	0,954	10,40	1,406	3,712
ΣΔσ _p	/	/	/	/	/	/	133,769

Tab VII.8 : Pertes de contrainte par raccourcissement du béton pour chaque câble.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont égales à : **133,769 MPa**

VII.3.7.2. 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.

VII.3.7.2.1. 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 :

- ϵ_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 :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Selon le règlement BPEL, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \cdot \epsilon_r$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} \\ \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \end{cases}$$

VII.3.7.2.2. 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.

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

Avec :

- E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.
- σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.
- σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements **BPEL** on estime que :

$$\begin{cases} \sigma_M \leq 1,5 \sigma_b \\ \frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6 \end{cases}$$

$$\Rightarrow: \quad \Delta\sigma_{fl} = 2,5 \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b \quad \text{or} \quad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

- 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	I (m ⁴)	S (m ²)	M (MN.m)	e ₀ (m)	P (MN)	σ _b (MPa)	Δσ _{fl} (MPa)
½ VSP	90,472	23,815	346,002	2,256	108,9	2,071	27,342
V1	71,619	14,044	298,95	2,256	95,9	4,220	55,714
V2	60,682	13,779	261,73	2,077	91,78	4,223	55,754
V3	50,991	13,541	238,01	1,921	87,17	3,779	49,892
V4	42,911	13,32	204,51	1,777	79,52	3,352	44,254
V5	36,201	13,117	166,27	1,645	74,44	3,684	48,638
V6	30,662	12,932	139,24	1,524	72,53	4,181	55,199
V7	26,118	12,765	114,61	1,415	66,24	4,057	53,562
V8	22,418	12,615	92,37	1,317	53,57	2,964	39,132
V9	19,43	12,482	72,54	1,230	46,78	2,798	36,940
V10	17,045	12,368	55,09	1,155	45,56	3,516	46,419
V11	15,172	12,271	40,05	1,092	40,90	3,394	44,809
V12	13,736	12,191	27,39	1,04	29,33	2,552	33,692
V13	12,677	12,13	17,14	0,999	24,17	2,546	33,613
V14	11,952	12,086	9,285	0,971	16,34	1,925	25,415
V15	11,530	12,059	3,820	0,954	10,40	1,406	18,562
ΣΔσ _{fl}	/	/	/	/	/	/	668,937

Tab. VII. 9 : Pertes de tension par fluage.

Les pertes dues au fluage sont égales à : **668,937 MPa**.

VII.3.7.2.3. 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 basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ₁₀₀₀)

En général : ρ₁₀₀₀ = 2,5% pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma_{pi} \times \rho_{1000})$$

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : σ_{pi} = σ_{p0} - Δσ_{inst}
- Δσ_{inst} = Δσ_f + Δσ₀ + Δσ_p
- μ₀ : Coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} : Tension à l'origine ; σ_{p0} = 1488 MPa
- ρ₁₀₀₀ : 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)	σ_{p0} (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rlx}(x)$ (MPa)
½ VSP	4	5,468	1488	1482,532	81,626
V1	7	280,431	1488	1207,569	39,710
V2	10	399,485	1488	1088,515	25,344
V3	13	183,117	1488	1304,883	53,151
V4	16	204,817	1488	1283,183	40,021
V5	19	274,567	1488	1213,433	40,477
V6	22	208,772	1488	1279,228	49,459
V7	25	226,706	1488	1261,294	46,941
V8	28	250,076	1488	1237,924	43,739
V9	31	240,051	1488	1247,949	45,102
V10	34	245,678	1488	1242,322	44,335
V11	37	233,029	1488	1254,971	46,066
V12	40	259,800	1488	1228,200	42,432
V13	43	267,087	1488	1220,913	41,463
V14	46	288,303	1488	1199,697	38,689
V15	49	293,976	1488	1194,024	37,960
$\Sigma\Delta\sigma_{rlx}$	/	/	/	/	716,515

Tab. VII. 10 : Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : **716, 515 MPa**.

VII.3.8. 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 $\left(\frac{5}{6}\right)$ 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
½ VSP	4	27,342	38	81,626	133,363
V1	7	55,714	38	39,710	126,805
V2	10	55,754	38	25,344	114,874
V3	13	49,892	38	53,151	132,184
V4	16	44,254	38	40,021	115,604
V5	19	48,638	38	40,477	120,622
V6	22	55,199	38	49,459	134,414
V7	25	53,562	38	46,941	130,679
V8	28	39,132	38	43,739	113,581
V9	31	36,940	38	45,102	112,525
V10	34	46,419	38	44,335	121,364
V11	37	44,809	38	46,066	121,197
V12	40	33,692	38	42,432	107,052
V13	43	33,613	38	41,463	106,165
V14	46	25,415	38	38,689	95,656
V15	49	18,562	38	37,960	88,195
$\Sigma\Delta\sigma_d$	/	/	/	/	1874,28

Tab. VII. 11 : résultats de pertes différées

La somme des pertes différées : $\sum \Delta \sigma_d = 1874,28 \text{ MPa}$.

VII.3.9. Conclusion

La perte totale due aux pertes instantanées et différées est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{\text{totale}} = \Delta \sigma_b + \Delta \sigma_0 + \Delta \sigma_f + \Delta \sigma_d$$

Les pertes totales sont données par le tableau ci-dessous :

N° de voussoirs	X (m)	Pertes différées (MPa)	pertes instantanées (MPa)	pertes totale (MPa)
½ VSP	4	133,363	5,468	138,831
V1	7	126,805	280,431	407,236
V2	10	114,874	399,485	514,359
V3	13	132,184	183,117	315,301
V4	16	115,604	204,817	320,421
V5	19	120,622	274,567	395,189
V6	22	134,414	208,772	343,186
V7	25	130,679	226,706	357,385
V8	28	113,581	250,076	363,657
V9	31	112,525	240,051	352,576
V10	34	121,364	245,678	367,042
V11	37	121,197	233,029	354,226
V12	40	107,052	259,800	366,852
V13	43	106,165	267,087	373,252
V14	46	95,656	288,303	383,960
V15	49	88,195	293,976	382,171
$\sum \Delta \sigma_T$	/	/	/	5035,644

Tab. VII. 12 : Les pertes totales instantanées et différées.

Donc on a un pourcentage de perte égal à : $100 \times \frac{5035,644 \times 2}{36 \times 1488} = 18,8$

18,8 % < 20 % => L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **36 câbles (19T15s)**.

VII.4. 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 :

$$\sigma_{\text{Sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} - \frac{M}{I} \times v \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} + \frac{M}{I} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

- σ_{Sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- σ_{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 gravité à la fibre inférieure.
- $\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction
- $\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{\text{C28}} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad ; \quad (\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{\text{Sup}} \geq 0 \text{ MPa}$

Ce tableau résulte les contraintes dans le demi-fléau :

Voussoirs	X (m)	I (m)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (MN)	M (MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Ob ^t
1/2 VSP	0	90,472	23,815	3,544	2,456	2,256	108,88	346,002	1,849	8,502	OK
V1	7	71,619	14,044	3,544	2,456	2,256	95,90	298,95	3,996	10,916	OK
V2	10	60,682	13,779	3,334	2,277	2,077	91,78	261,73	3,992	10,567	OK
V3	13	50,991	13,541	3,13	2,121	1,921	87,17	238,01	3,502	10,768	OK
V4	16	42,911	13,320	2,941	1,977	1,777	79,52	204,51	3,057	10,301	OK
V5	19	36,201	13,117	2,767	1,845	1,645	74,44	166,27	3,442	9,024	OK
V6	22	30,662	12,932	2,608	1,724	1,524	72,53	139,24	3,994	8,050	OK
V7	25	26,118	12,765	2,464	1,615	1,415	66,24	114,61	3,898	7,159	OK
V8	28	22,418	12,615	2,336	1,517	1,317	53,57	92,37	2,770	6,520	OK
V9	31	19,430	12,482	2,222	1,430	1,230	46,78	72,54	2,643	5,463	OK
V10	34	17,045	12,368	2,124	1,355	1,155	45,56	55,09	3,487	3,991	OK
V11	37	15,172	12,271	2,041	1,292	1,092	40,90	40,05	3,726	2,712	OK
V12	40	13,736	12,191	1,973	1,240	1,040	29,33	27,39	2,687	1,958	OK
V13	43	12,677	12,130	1,920	1,199	0,999	24,17	17,14	2,655	0,931	OK
V14	46	11,952	12,086	1,882	1,171	0,971	16,34	9,285	1,996	0,315	OK
V15	49	11,530	12,059	1,860	1,154	0,954	10,40	3,820	1,473	0,121	OK

Tab.VII.13 : Vérification des contraintes en construction.

VII.5. Etude de la précontrainte de continuité

VII.5.1. 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.5.2.Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison :

$$1,35 G + 1,35 D240 + F_{flu}$$

Avec :

- **G** : Poids propres du tablier.
- **D240** : Charge exploitation roulantes
- **F_{flu}** : Effet du fluage.

➤ **Effet du fluage**

Les moments dus au fluage du béton sont ajoutées a les moments positifs, et sont calculés manuellement à l’aide de la formule suivante : $M_{flu} = \frac{I_0}{v_i} \times \sigma^*$

Avec :

I₀ : Inertie du voussoir de clavage.

v_i : 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. Et pour notre ouvrage **σ* = 1,5 MPa**.

$$M_{flu} = \frac{11,391}{1,148} \times 1,5 = 14,884 \text{ t.m}$$

VII.5.2.1.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

Voussoirs	X (m)	I (m)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre/ Voussoir
1/2 VSP	0	90,472	23,815	3,544	2,456	3,40	-57,755	-497,040	0	0
V1	7	71,619	14,044	3,544	2,456	3,40	-33,86	-426,346	0	0
V2	10	60,682	13,779	3,334	2,277	3,21	-29,133	-340,104	0	0
V3	13	50,991	13,541	3,13	2,121	3,01	-24,386	-280,583	0	0
V4	16	42,911	13,32	2,941	1,977	2,80	-19,47	-224,847	0	0
V5	19	36,201	13,117	2,767	1,845	2,61	-14,443	-173,530	0	0
V6	22	30,662	12,932	2,608	1,724	2,480	-9,355	-149,405	0	0
V7	25	26,118	12,765	2,464	1,615	2,34	-4,299	-126,415	0	0
V8	28	22,418	12,615	2,336	1,517	2,210	-0,574	-93,90	0	0
V9	31	19,43	12,482	2,222	1,43	2,100	3,294	10,504	1,40	2
V10	34	17,045	12,368	2,124	1,355	1,98	37,35	111,936	11,88	12
V11	37	15,172	12,271	2,041	1,292	1,92	38,53	110,848	12,25	13
V12	40	13,736	12,191	1,973	1,24	1,84	40,36	112,134	12,63	13
V13	43	12,677	12,13	1,92	1,199	1,78	40,79	112,864	12,97	13
V14	46	11,95	12,09	1,882	1,171	1,74	14,48	37,44	4,60	5
V15	49	11,53	12,059	1,86	1,154	1,730	14,03	35,896	4,46	5
VSC	51	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	14,36	37,211	4,46	5
V	70	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	14,39	36,663	4,57	5

Tab. VII. 14 : Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

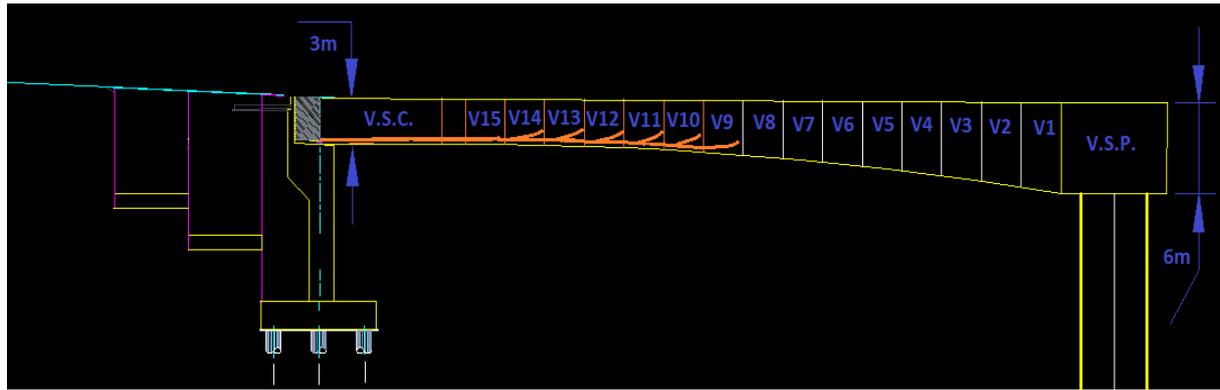


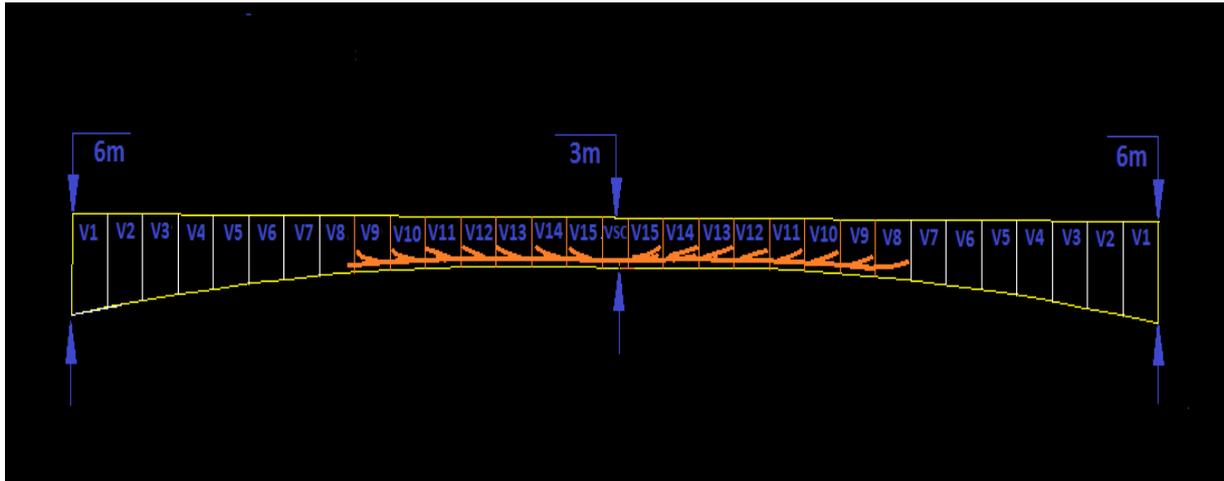
Fig. VII. 7 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)

VII.5.2.2. Câblage de la travée intermédiaire

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	I (m)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (MN)	M (MN.m)	Nbre de câbles	Nbre/ Voussoir
1/2 VSP	0	90,472	23,815	3,544	2,456	0	0	-503,445	0	0
V1	7	71,619	14,044	3,544	2,456	0	0	-464,756	0	0
V2	10	60,682	13,779	3,334	2,277	0	0	-358,287	0	0
V3	13	50,991	13,541	3,130	2,121	0	0	-314,558	0	0
V4	16	42,911	13,320	2,941	1,977	0	0	-288,69	0	0
V5	19	36,201	13,117	2,767	1,845	0	0	-189,65	0	0
V6	22	30,662	12,932	2,608	1,724	0	0	-154,983	0	0
V7	25	26,118	12,765	2,464	1,615	0	0	-85,614	0	0
V8	28	22,418	12,615	2,336	1,517	2,180	11,694	33,418	3,72	4
V9	31	19,430	12,482	2,222	1,430	2,097	13,078	41,663	4,16	5
V10	34	17,045	12,368	2,124	1,355	1,999	16,56	49,956	5,26	6
V11	37	15,172	12,271	2,041	1,292	1,916	21,343	61,332	6,78	7
V12	40	13,736	12,191	1,973	1,240	1,848	28,440	78,401	9,04	10
V13	43	12,677	12,130	1,920	1,199	1,795	33,20	88,536	10,56	11
V14	46	11,952	12,086	1,882	1,171	1,757	40,352	104,978	12,83	13
V15	49	11,530	12,059	1,860	1,154	1,735	43,094	110,472	13,71	14
VSC	51	11,391	12,050	1,852	1,148	1,727	42,944	102,071	13,66	14
V15	54	11,530	12,059	1,860	1,154	1,735	39,266	93,383	12,49	13
V14	57	11,952	12,086	1,882	1,171	1,757	28,219	74,892	9,12	10
V13	60	12,677	12,130	1,920	1,199	1,795	19,577	52,600	6,227	7
V12	63	13,736	12,191	1,973	1,240	1,848	11,273	31,077	3,58	4
V11	66	15,172	12,271	2,041	1,292	1,916	19,325	50,371	6,147	7
V10	69	17,045	12,368	2,124	1,355	1,999	23,876	72,011	7,59	8
V9	72	19,430	12,482	2,222	1,430	2,097	35,451	112,933	11,27	12
V8	75	22,418	12,615	2,336	1,517	2,180	39,989	134,022	12,72	13
V7	78	26,118	12,765	2,464	1,615	0	0	-141,35	0	0
V6	81	30,662	12,932	2,608	1,724	0	0	-170,12	0	0
V5	84	36,201	13,117	2,767	1,845	0	0	-176,443	0	0
V4	87	42,911	13,320	2,941	1,977	0	0	-202,690	0	0
V3	90	50,991	13,541	3,130	2,121	0	0	-282,456	0	0
V2	93	60,682	13,779	3,334	2,277	0	0	-347,105	0	0
V1	96	71,619	14,044	3,544	2,456	0	0	-405,337	0	0
VSP	100	90,472	23,815	3,544	2,456	0	0	-497,04	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.5.3.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)
V9	28	741,546	47,556	789,102
V10	25	657,244	46,659	703,903
V11	22	788,690	52,321	841,011
V12	19	823,541	58,621	882,162
V13	16	852,321	54,213	906,534
Σ	/	/	/	3822,712

Tab.VII.16 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à : $100 \times \frac{3822,712}{14 \times 1488} = 18,40 \%$
18,40 % < 20 %. Donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (14 câbles de 19T15s).

b) Travée intermédiaire

N° de voussoirs	X (m)	Pertes différées (MPa)	pertes instantanées (MPa)	pertes totale (MPa)
V8	22,5	48,321	450,126	498,447
V9	19,5	42,112	510,663	552,775
V10	16,5	40,362	520,315	560,677
V11	13,5	42,612	505,128	547,74
V12	10,5	48,446	487,320	535,766
V13	7,5	53,698	350,903	404,601
V14	4,5	80,123	156,402	236,525
V15	0	93,541	1,11	94,651
VSC	3,5	97,865	47,623	145,488
V15	6,5	71,054	180,41	251,464
V14	9,5	65,421	324,947	390,368
V13	12,5	49,546	389,654	439,621
V12	15,5	47,239	420,40	467,639
V11	18,5	46,123	510,369	556,492
V10	21,5	43,105	507,441	550,546
V9	24,5	41,243	520,44	561,683
$\Sigma\Delta\sigma_d$	/	/	/	7259,717

Tab. VII. 17 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive

Le pourcentage de pertes pour la travée de rive est égal à : $100 \times \frac{7259,717}{26 \times 1488} = 18,76 \%$

18,76 % < **20%**, donc on maintient le nombre de câbles précédemment calculé (**14câbles de 19T15s**).

VII.5.4.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-à-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.5.4.1.A vide (sous M_{\min})

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{P}{S}\right) + \left(\frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I}\right) + \frac{M_{\max}}{I} \times V \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \\ \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \left(\frac{P}{S}\right) - \left(\frac{P \cdot e_0 \cdot \dot{V}}{I}\right) - \frac{M_{\min}}{I} \times \dot{V} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \end{cases}$$

VII.5.4.2.En charge (sous M_{\max})

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{P}{S}\right) + \left(\frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I}\right) + \frac{M_{\max}}{I} \times V \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \\ \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \left(\frac{P}{S}\right) - \left(\frac{P \cdot e_0 \cdot \dot{V}}{I}\right) - \frac{M_{\min}}{I} \times \dot{V} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \end{cases}$$

On désigne par :

- P : Valeur de la précontrainte de construction (fléau),
- e_0 : Son excentricité, comptée positivement vers le haut,
- V, \dot{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
- σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
- $\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.
- $\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction.

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_c 28 = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} ; \quad (\bar{\sigma}_{\text{bt}} = 0, \text{ Car on est en classe I})$$

Donc on doit vérifier que : $0 \leq \sigma_{\text{inf}} \leq 21 \text{ MPa}$.
 $0 \leq \sigma_{\text{sup}} \leq 21 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Voussoirs	X (m)	I (m)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (MN)	M _{min} (MN.m)	M _{min} (MN.m)	A vide		En charge		Ob ^t
										σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	
(1/2)VSP	0	90,472	23,815	3,544	2,456	0	0	-455,321	-497,04	0	0	0	0	OK
V1	0	71,619	14,044	3,544	2,456	0	0	-388,663	-426,346	0	0	0	0	OK
V2	0	60,682	13,779	3,334	2,277	0	0	-332,112	-340,104	0	0	0	0	OK
V3	0	50,991	13,541	3,13	2,121	0	0	-244,347	-280,583	0	0	0	0	OK
V4	0	42,911	13,32	2,941	1,977	0	0	-199,015	-224,847	0	0	0	0	OK
V5	0	36,201	13,117	2,767	1,845	0	0	-80,562	-173,53	0	0	0	0	OK
V6	0	30,662	12,932	2,608	1,724	0	0	-50,63	-149,405	0	0	0	0	OK
V7	0	26,118	12,765	2,464	1,615	0	0	-30,88	-126,415	0	0	0	0	OK
V8	0	22,418	12,615	2,336	1,517	2,21	27,769	25,067	93,9	6,354	2,612	6,354	2,612	OK
V9	0	19,43	12,482	2,222	1,43	2,1	4,694	30,669	10,504	1,874	5,011	1,346	4,258	OK
V10	0	17,045	12,368	2,124	1,355	1,98	49,23	44,391	111,936	20,627	21,658	15,055	13,697	OK
V11	0	15,172	12,271	2,041	1,292	1,92	50,78	50,662	110,848	21,881	24,069	16,048	15,793	OK
V12	0	13,736	12,191	1,973	1,24	1,84	52,99	62,227	112,134	23,271	27,289	17,287	18,596	OK
V13	0	12,677	12,13	1,92	1,199	1,78	53,76	65,44	112,864	24,157	28,837	18,276	19,972	OK
V14	0	11,95	12,09	1,882	1,171	1,74	19,08	67,39	37,44	8,500	17,4199	6,514	14,263	OK
V15	0	11,53	12,059	1,86	1,154	1,73	18,49	66,325	35,896	8,327	17,393	6,539	14,326	OK
VSC	0	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	18,82	61,321	37,211	8,580	16,806	6,973	13,680	OK
V	0	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	18,96	57,92	34,944	8,387	16,301	7,025	13,155	OK
V	0	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	16,051	52,084	27,662	6,907	14,296	5,982	11,632	OK
V	0	11,391	12,05	1,852	1,148	1,723	15,663	45,62	22,533	6,291	13,104	5,612	10,505	OK

Tab. VII. 18 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} et M_{max}

Voussoirs	X (m)	I (m)	S (m ²)	v' (m)	v (m)	e (m)	P (MN)	M _{min} (MN.m)	M _{min} (MN.m)	A vide		En charge		Ob ^t
										σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	
(1/2)VSP	0	90,472	23,815	3,544	2,456	0	0	-503,445	-362,54	0	0	0	0	OK
V1	7	71,619	14,044	3,544	2,456	0	0	-464,756	-206,123	0	0	0	0	OK
V2	10	60,682	13,779	3,334	2,277	0	0	-358,287	-178,44	0	0	0	0	OK
V3	13	50,991	13,541	3,13	2,121	0	0	-314,558	-140,236	0	0	0	0	OK
V4	16	42,911	13,32	2,941	1,977	0	0	-288,69	-104,66	0	0	0	0	OK
V5	19	36,201	13,117	2,767	1,845	0	0	-189,65	-80,543	0	0	0	0	OK
V6	22	30,662	12,932	2,608	1,724	0	0	-154,983	-52,123	0	0	0	0	OK
V7	25	26,118	12,765	2,464	1,615	0	0	-85,614	-33,42	0	0	0	0	OK
V8	28	22,418	12,615	2,336	1,517	2,18	11,694	33,418	13,546	2,261	3,141	4,913	3,142	OK
V9	31	19,43	12,482	2,222	1,43	2,097	13,078	41,663	27,914	3,067	5,280	6,132	5,280	OK
V10	34	17,045	12,368	2,124	1,355	1,999	16,56	49,956	39,512	7,177	7,709	7,941	7,709	OK
V11	37	15,172	12,271	2,041	1,292	1,916	21,343	61,332	48,017	8,865	10,223	10,446	10,221	OK
V12	40	13,736	12,191	1,973	1,24	1,848	28,44	78,401	64,886	11,693	14,536	14,155	14,536	OK
V13	43	12,677	12,13	1,92	1,199	1,795	33,2	88,536	72,504	14,292	17,269	16,747	17,270	OK
V14	46	11,952	12,086	1,882	1,171	1,757	40,352	104,978	80,525	18,084	20,506	20,570	20,504	OK
V15	49	11,53	12,059	1,86	1,154	1,735	43,094	110,472	82,134	20,001	21,737	22,113	21,737	OK
VSC	51	11,391	12,05	1,852	1,148	1,727	42,944	102,071	77,633	20,921	21,116	21,325	21,116	OK
V15	54	11,53	12,059	1,86	1,154	1,735	39266	93,383	71,54	20,406	18456	16,752	17,302	OK
V14	57	11,952	12,086	1,882	1,171	1,757	28,219	74,892	62,458	18,022	15,307	14,530	15,307	OK
V13	60	12,677	12,13	1,92	1,199	1,795	19,577	52,6	47,326	9,455	10,876	9,9125	10,876	OK
V12	63	13,736	12,191	1,973	1,24	1,848	11,273	31,077	50,623	9,358	9,339	5,610	9,338	OK
V11	66	15,172	12,271	2,041	1,292	1,916	19,325	50,371	46,125	8,672	9,611	9,017	9,611	OK
V10	69	17,045	12,368	2,124	1,355	1,999	23,876	72,011	39,451	8,159	8,934	11,450	8,933	OK
V9	72	19,43	12,482	2,222	1,43	2,097	35,451	112,933	19,773	12,336	7,922	16,623	7,924	OK
V8	75	22,418	12,615	2,336	1,517	0	0	-134,022	-14,108	0	0	0	0	OK
V7	78	26,118	12,765	2,464	1,615	0	0	-141,35	-36,85	0	0	0	0	OK
V6	81	30,662	12,932	2,608	1,724	0	0	-170,12	-77,123	0	0	0	0	OK
V5	84	36,201	13,117	2,767	1,845	0	0	-176,443	-92,66	0	0	0	0	OK
V4	87	42,911	13,32	2,941	1,977	0	0	-202,69	-136,785	0	0	0	0	OK
V3	90	50,991	13,541	3,13	2,121	0	0	-282,456	-163,552	0	0	0	0	OK
V2	93	60,682	13,779	3,334	2,277	0	0	-347,105	-211,685	0	0	0	0	OK
V1	96	71,619	14,044	3,544	2,456	0	0	-405,337	-240,352	0	0	0	0	OK
VSP	100	90,472	23,815	3,544	2,456	0	0	-497,04	-316,44	0	0	0	0	OK

Tab. VII. 19 : Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} et M_{max}.

CHAPITRE VIII

Etude Transversale

Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section caisson du fait de sa grande rigidité à la torsion et de sa raideur à la flexion des deux membrures supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celle construite au droit des appuis.

La section caisson donc assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêche la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion. On se limite dans l'étude transversale sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur culée et une autre sur pile.

Le poids propre et les diverses charges d'exploitation développent des efforts extérieurs sur la section transversale qui seront équilibrés par cisaillement dû à l'effort tranchant.

VIII.1.Modélisation

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013**; (Programme aux éléments finis), 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.

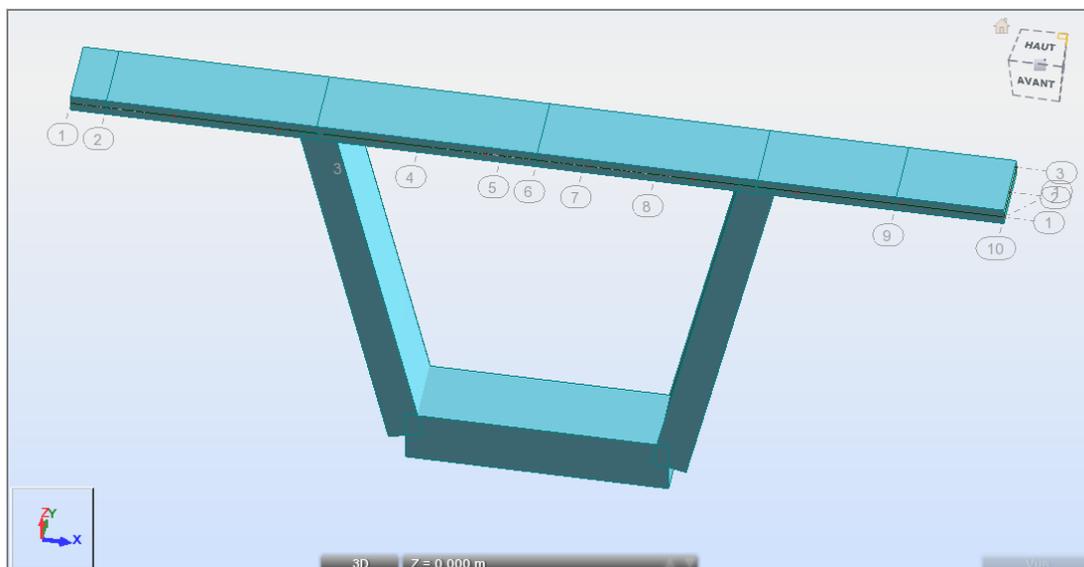


Fig. VIII. 1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural

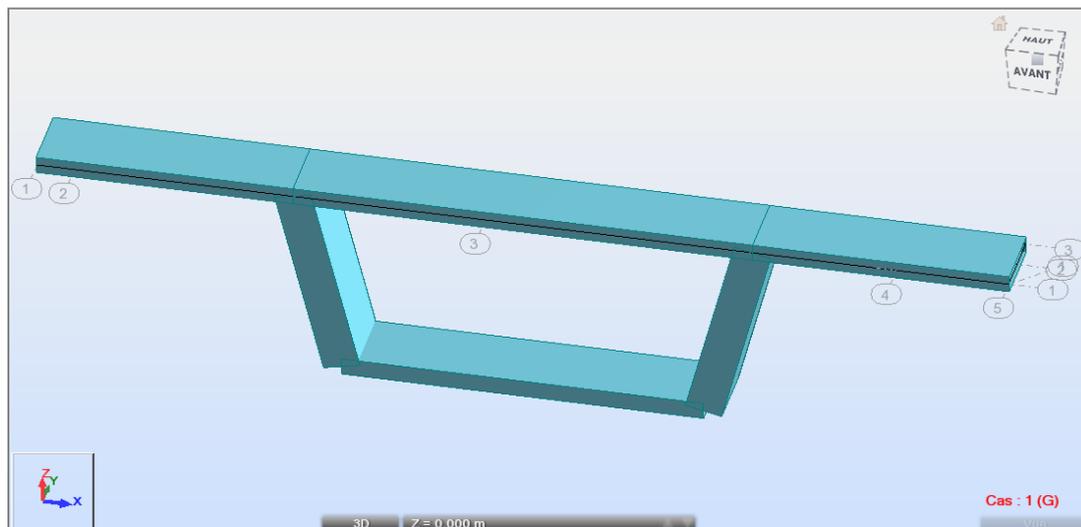


Fig. VIII. 2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

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^3 , 22 KN/m^3

On a la largeur roulable $L_r = 1 \text{ m}$

$$P_{\text{rev}} = (0.01 \times 1 \times 2) + (0.07 \times 1 \times 2.2) = 0.174 \text{ t/ml.}$$

1.3. Poids propre des trottoirs et corniche

$$P_{\text{trot}} = 2.5 \times (0.2385 + 0.4945) = 1.833 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} 2.5 \times 0.2385 \times 1 = 0.596 \text{ t/ml} & \rightarrow \text{(trottoir de gauche)} \\ 2.5 \times 0.4945 \times 1 = 1,236 \text{ t/ml} & \rightarrow \text{(trottoir de droite)} \end{cases}$$

1.4. Garde corps

Le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à $0,1 \text{ t/ml}$.

$$P_{\text{gc}} = 0.1 \text{ t}$$

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 :

$$P_{gl} = 0.06 \text{ t}$$

2) Surcharges d'exploitation

2.1. Charges routières

Nous allons considérer les charges suivantes : **A(l)**, **B_C**, **B_t**, **M_{C120}** 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

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L+12} = 1.86 \text{ t/m}^2$$

b) Système de charge B_C

Les surcharges **B_C** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique **δ = 1,46**
Charge ponctuelle de $6 \times 1.46 = 8.76 \text{ t}$

c) Système de charge B_t

Les surcharges **B_t** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique **δ = 1,47**
Charge ponctuelle de $8 \times 1.47 = 11.76 \text{ t}$

d) Charges militaires M_{C120}

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de **1 m** de large distant de **2,3 m**, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique **δ = 1,05** et vaut **9.46 t/m**

e) Charges sur trottoirs (St)

En flexion locale elle est prise égale à **0.45 t/m²**(fascicule 61 titre II)

Donc : **St = 0.45 × 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 :

Action prépondérante	AL' E.L.U	AL' E.L.S
combinaison	1,35G + 1,6 (A (l) + St)	G + 1,2 (A (l) + St)
	1,35G + 1,6 (B_C + St)	G + 1,2 (B_C + St)
	1,35G + 1,6 (B_t + St)	G + 1,2 (B_t + St)
	1,35G + 1.6 M_{C120}	G + 1,2 M_{C120}
	1.35 G + 1.5 D240	G + 1,2 B_t + ST) + 0,5 T
	/	G + 1,2 (BC + ST) + 0,5 T

Tab VIII. 1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61

Talque :

- **G** : Charges permanentes
- **A(I)** : Système de charge A définies dans le fascicule 61 titre II
- **B_c, B_t** : Système de charges B définies dans le fascicule 61 titre II
- **M_{C120}** : Charges militaires ; système de charges M définies dans le fascicule 61 titre II.

Résultats des calculs

❖ Section prêt de la pile

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus défavorables sont données ci-après :

- ❖ A l'état limite ultime sous la combinaison : **1,35G + 1,6 (B_t + S_t)**

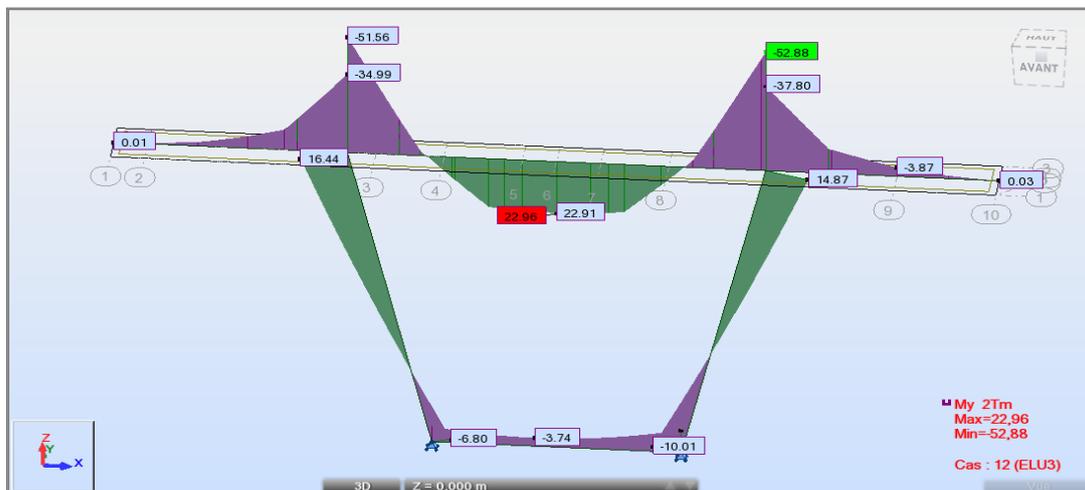


Fig. VIII. 3. Diagramme du moment fléchissant [KN.m]

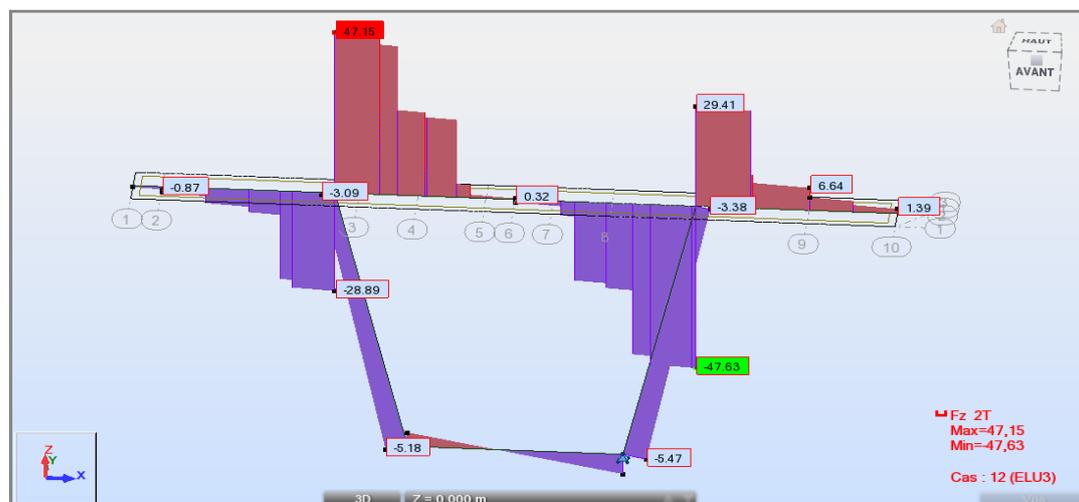


Fig. VIII. 4. Diagramme des efforts tranchants [KN.m]

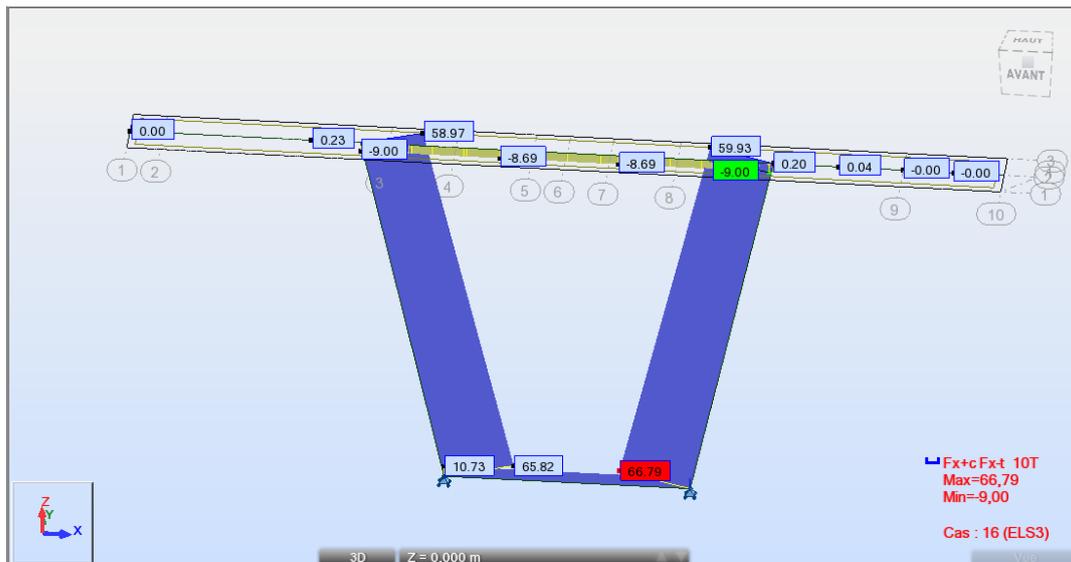


Fig. VIII. 5. Diagramme des efforts normaux [KN.m]

- Section prêt de la culée

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après :

- ❖ A l'état limite ultime sous la combinaison : $1,35G + 1,6(Bt + St)$

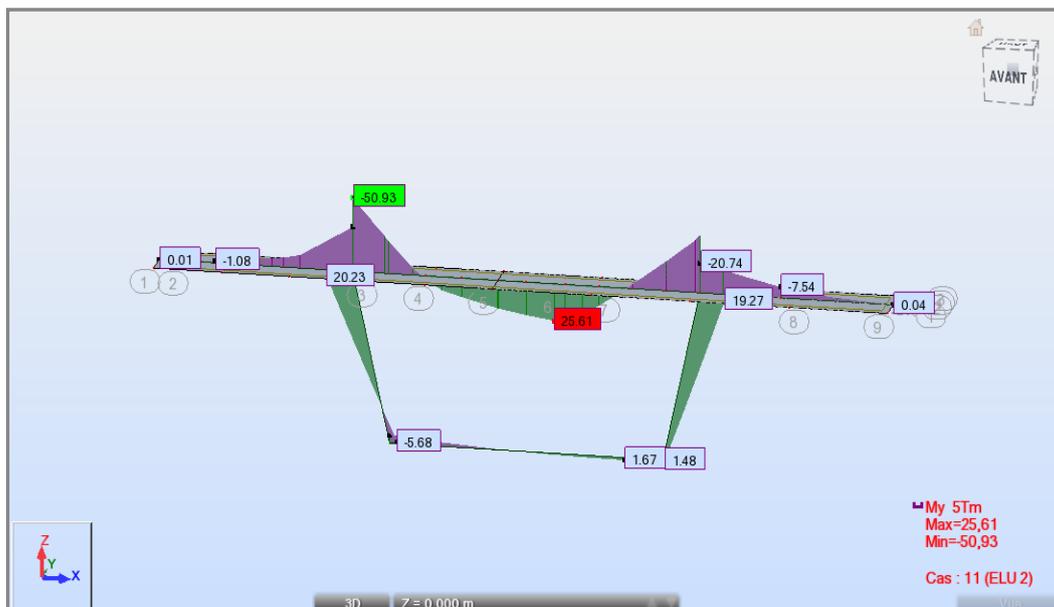


Fig. VIII. 6. Diagramme du moment fléchissant [KN.m]

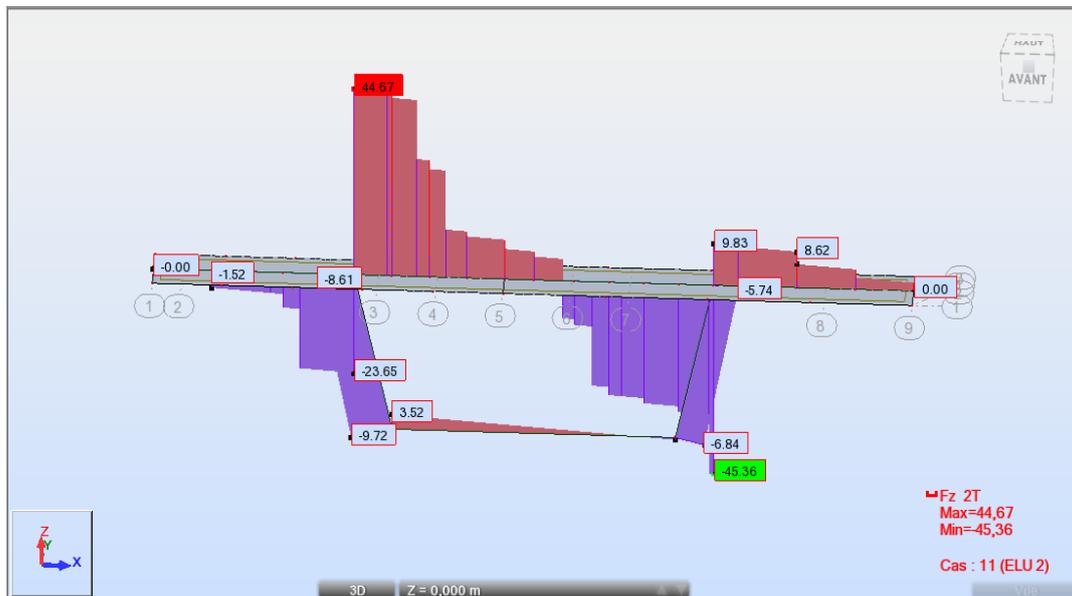


Fig. VIII. 7. Diagramme des efforts tranchants [KN.m]

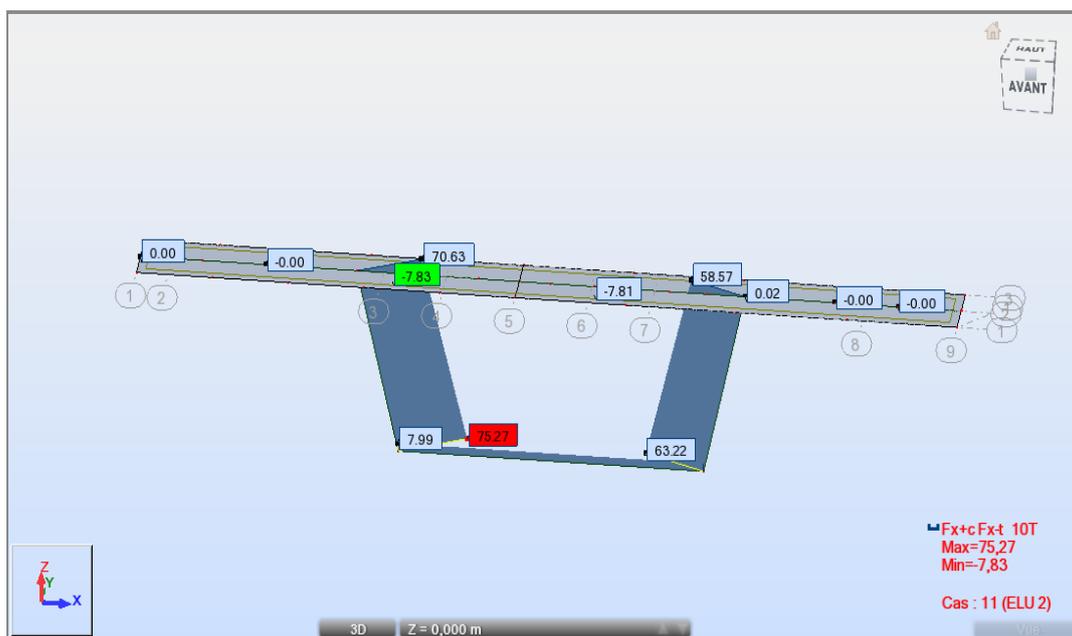


Fig. VIII. 8. Diagramme des efforts normaux [KN.m]

❖ A l'état limite de service sous la combinaison : $1,35G + 1,6 (Bt + St)$

- Section prêt de la pile

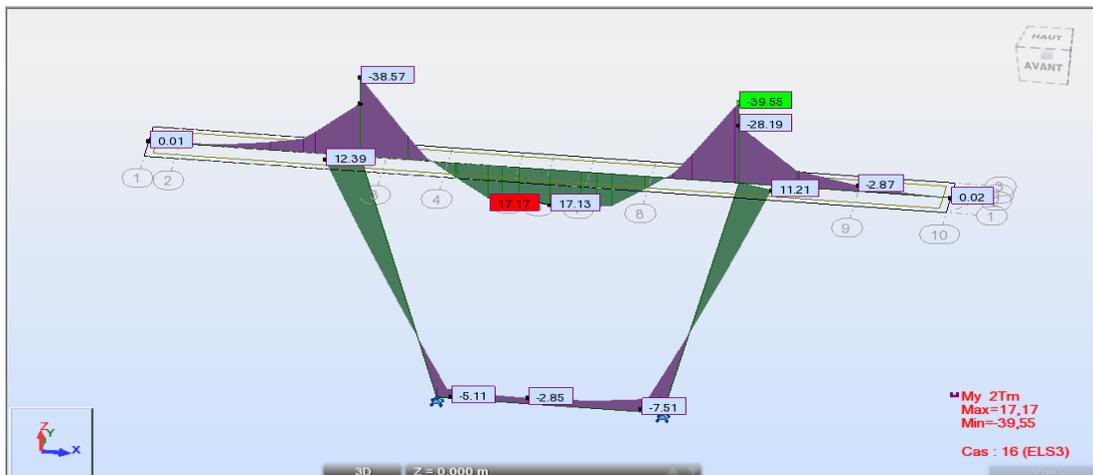


Fig. VIII. 9. Diagramme du moment fléchissant [KN.m]

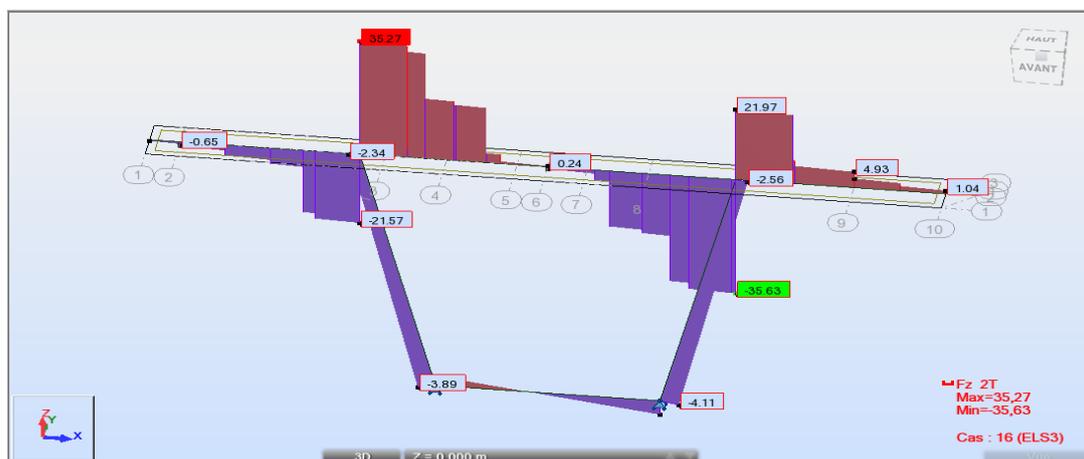


Fig. VIII. 10. Diagramme des efforts tranchants [KN.m]

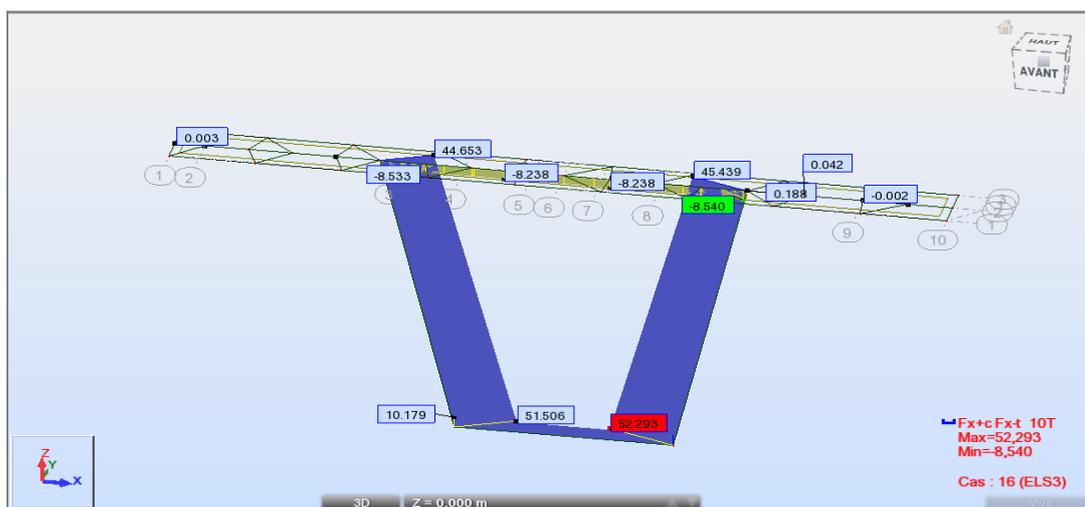


Fig. VIII. 11. Diagramme des efforts normaux [KN.m]

- Section prêt de la culée

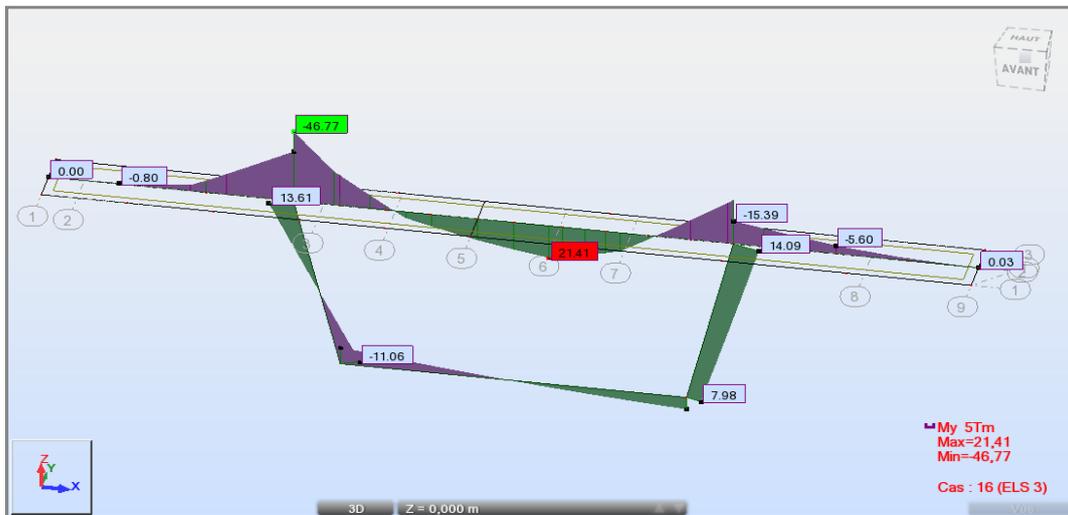


Fig. VIII. 12. Diagramme du moment fléchissant [KN.m]

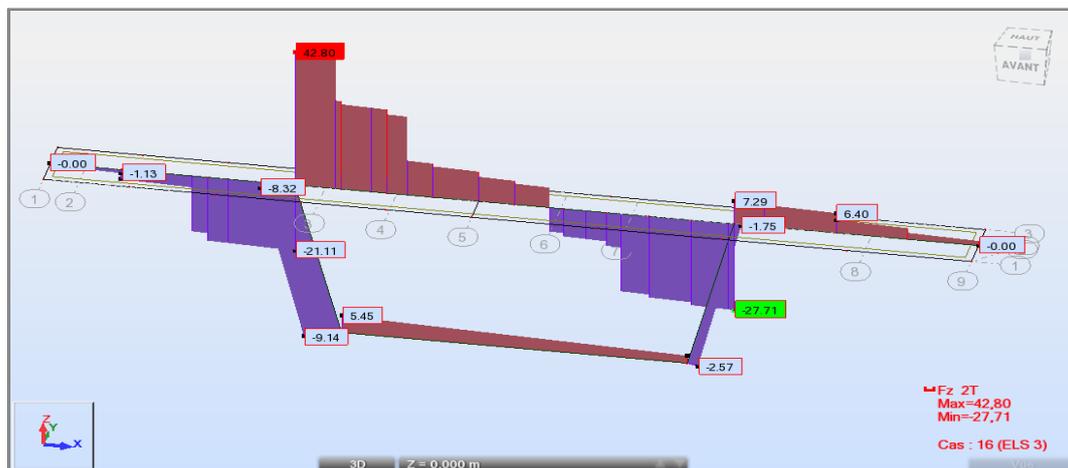


Fig. VIII. 13. Diagramme des efforts tranchants [KN.m]

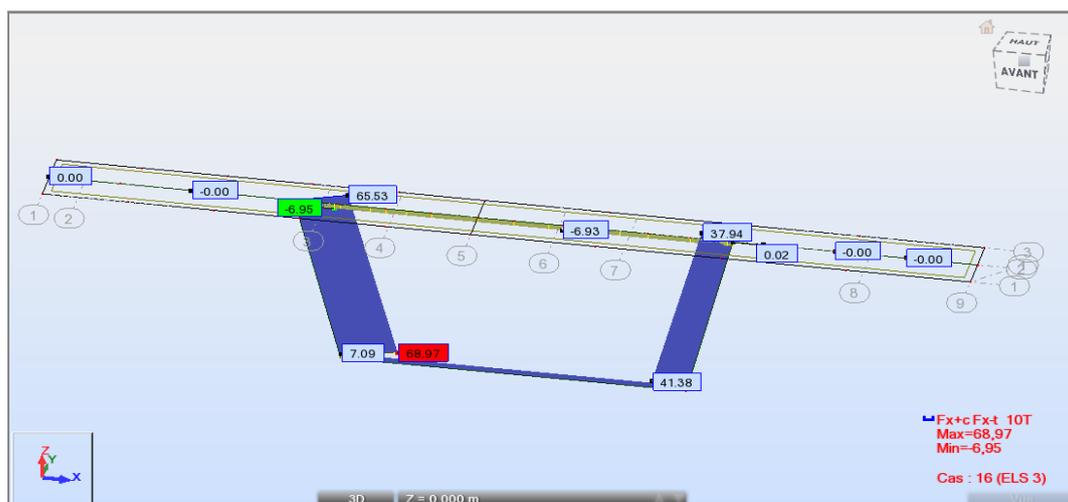


Fig. VIII. 14. Diagramme des efforts normaux [KN.m]

VIII.4. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel **BAELR**, qui permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumise à la flexion simple ou composée.

Le programme a été développé par **SOCOTEC**.

Le logiciel permet :

- Le calcul des 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 deux.

Après le calcul on trouve :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\{\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_c = 228,64 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de la dalle : } h = 25 \text{ cm} \\ \text{La largeur de la dalle : } b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

- Dalle inférieure :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de la dalle : } h = 80 \text{ cm} \\ \text{La largeur de la dalle : } b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les âmes :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de l'âme : } h = 50 \text{ cm} \\ \text{La largeur de l'âme : } b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

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		Transversale		Longitudinale		Vérification	
EFFORT (kN. m)	VALEUR	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)		
M _u max	Sur Appuis	229,60	0	42,7	0	15,02	OK
	En travée	-349,80	48,25	0	13,21	0	OK
M _s max	Sur Appuis	171,70	0	45,11	0	11,6	OK
	En travée	-328,50	55,0	0	24,90	0	OK
Section d'acier Ferrailage adoptés			55,0	45,11	24,90	15,02	/
			7HA32	6HA32	6HA25	6HA20	/

Tab. VIII. 2: Ferrailage du hourdis supérieur

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'acières adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

❖ **Armatures principales (sens transversale)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_S = 55,0 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{7HA32}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{14} \text{ cm} \\ A_I = 45,11 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA32}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{14} \text{ cm} \end{array} \right.$

❖ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_S = 24,90 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA25}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{15} \text{ cm} \\ A_I = 15,02 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA20}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{15} \text{ cm} \end{array} \right.$

VIII.4.1.2. Ferrailage du hourdis inférieur

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple

Ferrailage		Transversale		Longitudinale		Vérification	
EFFORT (kN. m)	VALEUR	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)		
M _u max	Sur Appuis	164,40	0	9,08	6,4	0	OK
	En travée	-68,00	6,54	0	0	2,11	OK
M _s max	Sur Appuis	123,90	0	7,59	3,88	0	OK
	En travée	-51,10	15,44	0	0	3,77	OK
Section d'acier Ferrailage adoptés			15,44	9,08	6,4	3,77	/
			5HA20	5HA16	5HA12	5HA10	/

Tab. VIII. 3 : Ferrailage du hourdis inférieur

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'acières adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

❖ **Armatures principales (sens transversale)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_S = 15,44 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA20}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{18} \text{ cm} \\ A_I = 9,08 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA16}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{18} \text{ cm} \end{array} \right.$

❖ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 6,4 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA12}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{20} \text{ cm} \\ A_i = 3,77 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA10}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{20} \text{ cm} \end{array} \right.$

VIII.4.1.3. Ferrailage des consoles

Les consoles sont considérées encastées dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple

Ferrailage		Transversale		Longitudinale		Vérification
EFFORT (kN.m)	VALEUR	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
M_u max	-349,80	48,25	0	13,21	0	OK
M_s max	-328,50	55,0	24,90	25,03	0	OK
Section d'acier Ferrailage adoptés		55,0	24,90	25,03	9.60	/
		7HA32	6HA25	6HA25	6HA14	/

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)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 55,00 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{7HA32}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{14} \text{ cm} \\ A_i = 24,90 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA25}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{14} \text{ cm} \end{array} \right.$

❖ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 25,03 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA25}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{15} \text{ cm} \\ A_i = 9.60 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{6HA14}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{18} \text{ cm} \end{array} \right.$

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 a être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime

Ferrailage			Transversale		Longitudinale		Vérification
EFFORT (kN.m)		VALEUR	A_{ext} (cm ²)	A_{int} (cm ²)	A_{ext} (cm ²)	A_{int} (cm ²)	
M_u max	Sur Appuis	164,40	4,49	0	2.10	0	OK
N_u max	En travée	577,80					
M_s max	Sur Appuis	123,90	9,80	6.55	4,30	3.33	OK
N_s max	En travée	515,06					
Section d'acier Ferrailage adoptés			9,80	6.55	4,30	3.33	/
			7HA14	5HA14	5HA12	5HA10	/

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 la console (gauche, droite) est comme suit :

❖ **Armatures principales (sens transversale)**

$$\begin{cases} A_{\text{ext}} = 9,80 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{7HA14}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{18} \text{ cm} \\ A_{\text{int}} = 6,55 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA14}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{18} \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$$\begin{cases} A_{\text{ext}} = 4,30 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA12}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{20} \text{ cm} \\ A_{\text{int}} = 3,33 \text{ cm}^2 \text{ ce qui correspond à } \mathbf{5HA10}, \text{ avec un espacement entre les barres de } \mathbf{20} \text{ cm} \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\{\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_c = 228,64 \text{ MPa}$$

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure ; dalle inférieure :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de la dalle : } h = 25 \text{ cm} \\ \text{La largeur de la dalle : } b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les âmes :

$$\begin{cases} \text{Hauteur de l'âme : } h = 50 \text{ cm} \\ \text{La largeur de l'âme : } b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend le même enrobage pour toutes les sections : $c = c' = 5 \text{ cm}$

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			
	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)	e _{sp} (cm ²)	e _{sp} (cm ²)	A _S (cm ²)	A _I (cm ²)	e _{sp} (cm ²)	e _{sp} (cm ²)
Hourdis supérieur	53,15	50.62	15	15	22,69	14.13	15	15
	7HA32	7HA32			5HA25	5HA20		
Hourdis inférieur	23,90	15,10	18	18	9.80	7,20	18	18
	5HA25	5HA20			5HA16	5HA14		
Les consoles	54,11	32,78	15	18	23.0	13 ,67	15	15
	7HA32	7HA25			5HA25	5HA20		
Les âmes	17,24	8,60	18	18	4,7	4 ,55	20	20
	6HA16	6HA14			5HA12	5HA12		

Tab. VIII. 6 : Ferrailage du voussoir prêt de la culée

VIII.5.Vérification de l'effort tranchant

Données par la formule suivante : [BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a : [BAEL 91]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ MPa}$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivants :

❖ Voussoir sur pile

Section		b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
console	appuis	100	25	440,9	1,76	3.5	Ok
Dalle supérieure	appuis	100	25	471,5	1,89	3.5	Ok
Dalle inférieure	appuis	100	80	54,7	0.07	3.5	Ok
Ame	appuis	100	50	765,6	1.53	3.5	Ok

Tab. VIII. 7 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

❖ Voussoir sur culée

Section		b (cm)	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
console	appuis	100	25	453 ,6	1,81	3.5	Ok
Dalle supérieure	appuis	100	25	446,7	1,78	3.5	Ok
Dalle inférieure	appuis	100	25	68,4	0.27	3.5	Ok
Ame	appuis	100	50	701.3	1.40	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]

$$Q_u \leq 0,045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : Valeur de la force concentrée en MN, $Q_u = 0,1\text{MN}$.
- h : Hauteur de la section.
- u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

Or :

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 2 \times \frac{0,25}{2}$$

$$u_c = 0,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Q_u = 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN}$$

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 énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risqua de flambement des âmes, l'élancement γ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante : [BAEL, 91]

$$\gamma = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

- γ : Elancement du poteau ; i : Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d'inertie du poteau ; B : Section du poteau ;
- L_f : Longueur de flambement ;
- La longueur de flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre L_0 ; $L_f = 0,5 \times L_0$; Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;
- L_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos \alpha \times L_0 = 3,95 \text{ m}$

$$\gamma = \frac{0,5 \times 3,95}{\sqrt{\frac{0,5^2}{12}}} = 13,68 \leq 50 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

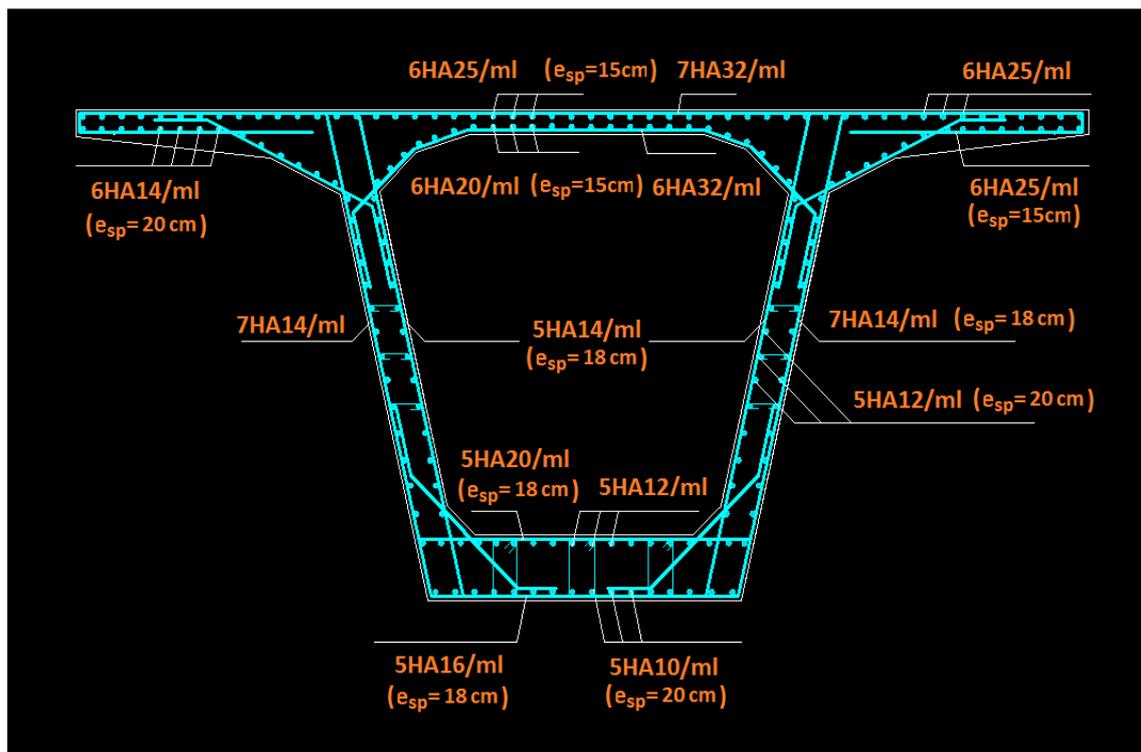


Fig. VIII. 9. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile

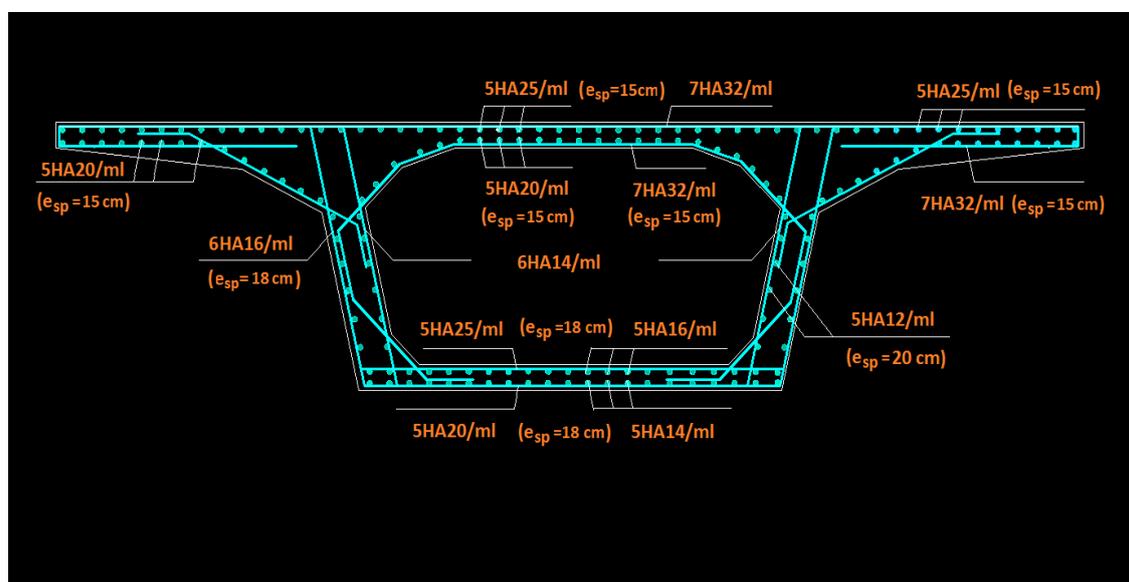


Fig. VIII. 10. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé

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 α 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.

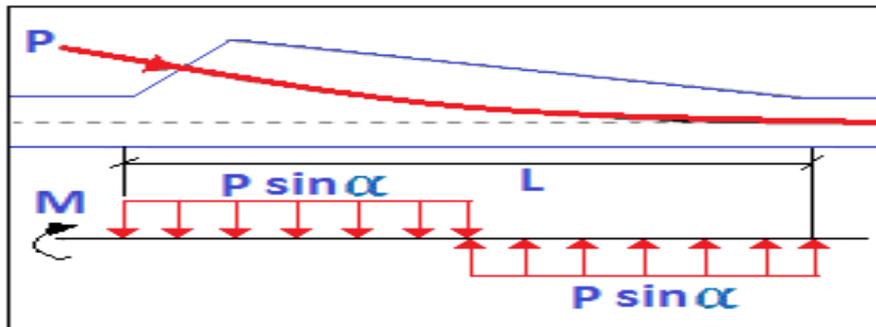


Fig. VIII . 11 : les différents actions dûs à l'ancrage.

Avec :

- L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

V.III.8.1.Ferraillage du bossage

Pour un effort P à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:

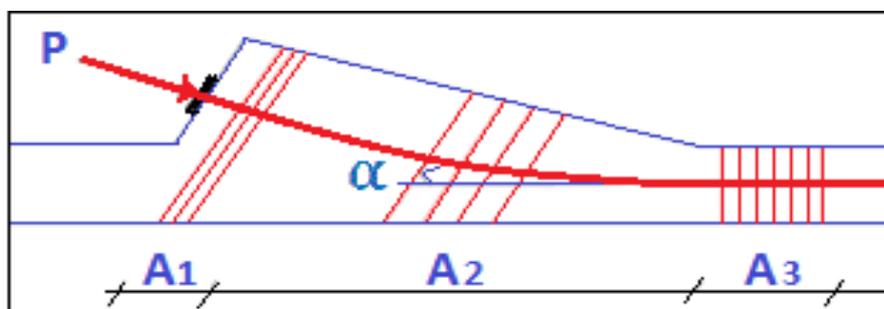


Fig. VIII . 13 : Distribution du ferraillage dans un bossage.

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)

$$A_1 = \frac{P}{\bar{\sigma}_s} (0,5 - \sin \alpha)$$

Avec :

- P : force de précontrainte à l'ancrage.
- α : 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.

$$A_2 = \frac{1}{2} \times \frac{P}{\bar{\sigma}_s}$$

- c) Armatures de section totale A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de zone courbe du câble

$$A_3 = \frac{P}{\bar{\sigma}_s} \sin \alpha$$

VIII.8.1.1. Bossage à un seul ancrage

$$\left\{ \begin{array}{l} P_0 = 314,38 \text{ t pour un câble de 9 T15s, } \operatorname{tg} \alpha = \frac{0,372}{1,5} = 0,248 \Rightarrow \alpha = 13,92 \\ \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 40000 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 266,66 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- ❖ Armatures de tirant :

$$A_1 = \frac{314,38}{266,66} (0,5 - \sin(13,92)) = 30,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA25** répartis sur une distance de **30cm**.

- ❖ Armatures de coutures :

$$A_2 = \frac{1}{2} \times \frac{314,38}{266,66} = 58,94 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA25** répartis sur une distance de **150 cm**.

- ❖ Armatures de la poussée au vide:

$$A_3 = \frac{P}{\bar{\sigma}_s} \sin \alpha = \frac{314,38}{266,66} \sin(13,92) = 28,36 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA25** répartis sur une distance de **150 cm**.

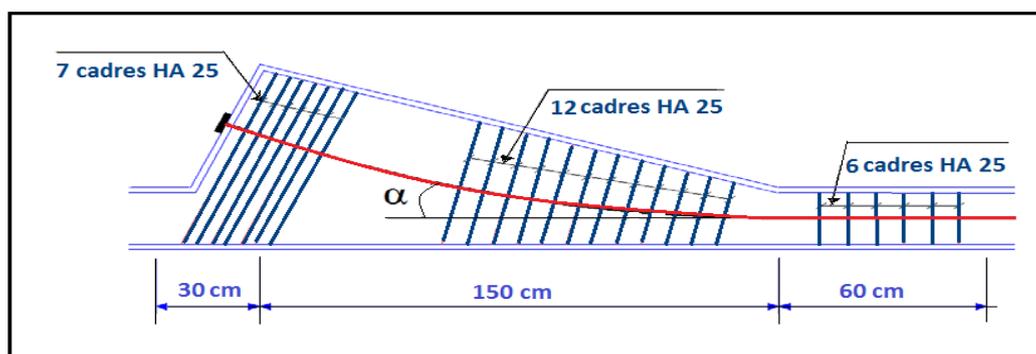


Fig. VIII. 13 : Détail de ferrailage d'un bossage.



Fig. VIII. 14 : ferrailage d'un bossage dans un voussoire

CHAPITRE IX

Résistance à l'effort Tranchant

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 **36** câbles du fléau, les six premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subit une inclinaison moyenne de $22,05^\circ$.

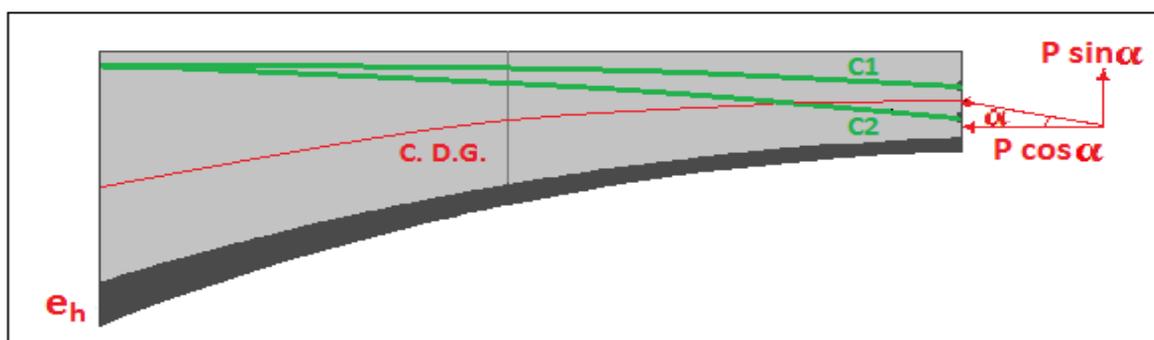


Fig. IX. 1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

La réduction de l'effort tranchant dans cette section vaut :

$$V_f = 6 \times P_0 \times \sin 22,5^\circ$$

Avec des pertes de **20 %** pour les câbles **19 T15** ce qui nous donne $P_0 = 314,38$ t.

$$\Rightarrow V_f = 6 \times 314,38 \times \sin 22,5^\circ = 721,85t$$

Le moment dû au précontraint est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (V - 0,20)$$

$$\Rightarrow M_p = 36 \times 314,38 \times (2,456 - 0,20) = 25532,69 t.m$$

Les effets totaux :

$$\begin{cases} V_T = V_{ser} - V_f \Rightarrow V_T = 2477,82 - 721,85 = 1755,97 t \\ M_T = M_{ser} - M_p \Rightarrow M_T = 50358,94 - 25532,69 = 24826,25 t.m \end{cases}$$

IX.1.2.Efforts dans les sections (Phase en service)

$V_{ser} = 2477,82 t$ et $M_{ser} = -50358,94 t.m$, 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.

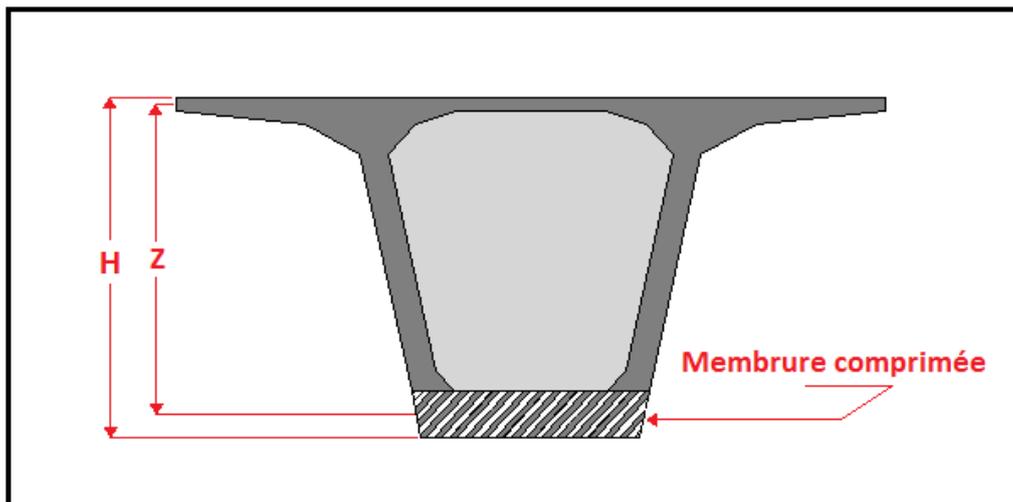


Fig. IX. 2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

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 :

$$\sigma_{inf} = \frac{n_f \times P_0}{S} + \frac{M}{I} \left(V' - \frac{e_{inf}}{2} \right)$$

Avec :

- n_f : No mbre total de câble du fléau.
- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15s peut créer, P_0 est estimé à 20% de perte
- S : Section du voussoir considérée.
- I : Moment d'inertie du voussoir considérée.
- V' : Distance du centre de gravite à la fibre inférieure.
- M : Moment total des voussoirs.
- e_{inf} : Epaisseur de hourdis inferieur

$$\sigma_{inf} = \frac{36 \times 3,1438}{14,0436} + \frac{248,2625}{71,619} \left(3,544 - \frac{0,8}{2} \right) = 18,95 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de la section: (2, 363 m de l'encastrement)

$$\begin{cases} h = 5.70\text{m} & ; S = 13,779 \text{ m}^2 & ; I = 60,683 \text{ m}^4 \\ e_{inf} = 0,734 \text{ m} & ; V' = 3,334 \text{ m} & ; V = 2,277 \text{ m} \end{cases}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle ϕ dont la tangente :

Pour : $x = 2,363 \text{ m}$

$$tg\phi = \left| \frac{6-5.7}{0-2,363} \right| = 0,127 \Rightarrow \omega = 0,126 \text{ rad}$$

La correction du Résal nous donne :

$$\begin{aligned} \Delta V_r &= \sigma_{inf} \times B \times e_{inf} \times \sin \omega \\ \Delta V_r &= 18,95 \times 4 \times 0,8 \times \sin 0,126 \\ \Delta V_r &= 7,62 \text{ MN} \end{aligned}$$

Avec :

- B : Largeur du hourdis inferieur

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 :

$$\begin{aligned} V_{réduit} &= V_T - \Delta V_r \\ V_{réduit} &= 1755,97 - 762 = 993,97 \text{ t.} \end{aligned}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à [BPEL 91] :

$$\tau_b = \frac{V_{réduit}}{b_n \times Z}$$

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 G_y de la partie de section située au dessous de G
- b_n : largeur totale nette à l'ordonnée y.

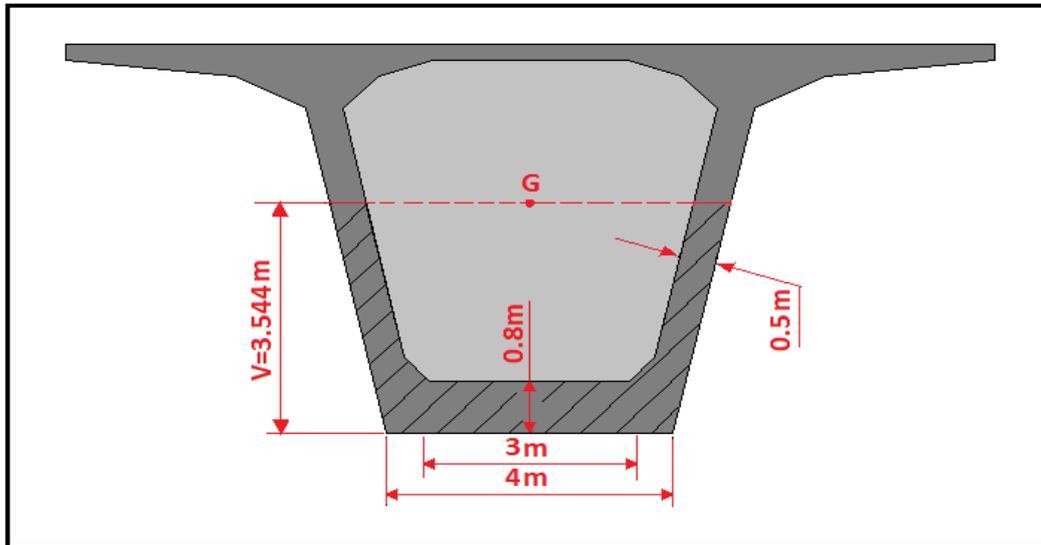


fig. IX . 3 : moment statique d'une section située au dessous de G.

$$S(y) = 13,825 \text{ m}^3$$

$$Z = \frac{71,619}{13,825} = 5,18 \text{ m}$$

b_n : Largeur nette de l'âme (déduction faite des trous de gaine)

Avec :

$$b_n = a - \phi = 2 \times (0,5 - 0,088) = 0,824 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{993,97}{0,824 \times 5,18} = 232,87 \text{ t/m}^2 = 2,33 \text{ MPa}$$

❖ Justification à l'E L S

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression de **CHALOS** et **BETEILLE**

- $\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b} \times (\bar{\sigma}_b' - \sigma_b') \cdot (\bar{\sigma}_b - \sigma_b')$
- $\bar{\sigma}_b' = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times \left(0,7 + \frac{6}{100} \cdot f_{c28} \right) = 1,68 \text{ MPa}$
- $\sigma_b' = \frac{n_f \times P_0}{S} = \frac{36 \times 3,1438}{14,0436} = 8,06 \text{ MPa}$

D'où :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b' = 8,06 \text{ MPa} \\ \tau_b = 3,175 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_b \leq \bar{\sigma}_b' \rightarrow \text{La contrainte de cisaillement est donc vérifiée.}$$

Conclusion

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

IX.2.1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire

Voussoirs	X (m)	N°câble arrête	P (MN)	Sin α (°)	V _f (MN)	V _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	$\Delta V_{résal}$ (MN)	V _{réduit} (MN)	Z (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérificati
1/2 VSP	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V ₁	7	4	12,575	0,382	7,21	24,7782	-503,5894	7,620	9,948	5,60	2,155	3,17	OK
V ₂	10	4	12,575	0,462	5,81	19,4234	-412,0799	6,955	6,658	5,248	1,443	3,12	OK
V ₃	13	2	6,287	0,429	2,69	17,8361	-405,4858	6,296	8,850	4,92	2,183	3,09	OK
V ₄	16	2	6,287	0,339	2,13	16,8365	-314,7071	5,715	8,995	4,618	2,364	3,06	OK
V ₅	19	2	6,287	0,369	2,32	15,0236	-288,312	5,181	7,522	4,34	2,103	3,01	OK
V ₆	22	2	6,287	0,387	2,43	13,6493	-204,1168	4,696	6,519	4,085	1,936	2,97	OK
V ₇	25	2	6,287	0,361	2,27	11,4165	-155,1319	4,258	4,880	3,855	1,536	2,85	OK
V ₈	28	2	6,287	0,336	2,11	10,7084	-104,3668	3,515	5,083	3,65	1,690	2,78	OK
V ₉	31	2	6,287	0,316	1,98	9,4456	71,9622	3,219	4,246	3,455	1,491	2,71	OK
V ₁₀	34	2	6,287	0,301	1,89	7,1176	62,7704	2,962	2,265	3,311	0,83	2,63	OK
V ₁₁	37	2	6,287	0,284	1,78	5,985	88,1245	2,752	1,453	3,178	0,554	2,52	OK
V ₁₂	40	2	6,287	0,273	1,71	4,824	105,63	1,870	1,244	3,068	0,492	2,43	OK
V ₁₃	43	2	6,287	0,263	1,65	3,667	133,578	1,922	0,951	2,984	0,386	2,30	OK
V ₁₄	46	2	6,287	0,260	1,63	1,7709	146,92	2,40	2,26	2,923	0,938	2,18	OK
V ₁₅	49	4	6,287	0,259	1,62	0,8621	188,44	2,381	3,13	2,887	1,315	2,03	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°câble arrête	P (MN)	Sin α (°)	V _f (MN)	V _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	$\Delta V_{résal}$ (MN)	V _{réduit} (MN)	Z (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérificati
1/2 VSP	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V ₁	7	4	12,575	0,382	7,21	19,3085	497,1894	3,664	8,434	5,60	1,86	3,17	OK
V ₂	10	4	12,575	0,462	5,81	17,5310	426,4956	3,217	8,504	5,248	1,93	3,12	OK
V ₃	13	2	6,287	0,429	2,69	16,3014	340,254	2,861	10,794	4,92	2,66	3,09	OK
V ₄	16	2	6,287	0,339	2,13	15,5071	280,732	2,436	10,941	4,618	2,28	3,06	OK
V ₅	19	2	6,287	0,369	2,32	14,1973	224,996	1,882	10,01	4,34	2,54	3,01	OK
V ₆	22	2	6,287	0,387	2,43	13,5781	173,679	1,735	9,413	4,085	2,72	2,97	OK
V ₇	25	2	6,287	0,361	2,27	12,2483	149,553	1,291	6,687	3,855	2,10	2,85	OK
V ₈	28	2	6,287	0,336	2,11	11,3456	98,5645	1,442	7,793	3,65	2,33	2,78	OK
V ₉	31	2	6,287	0,316	1,98	7,5561	50,6870	0,966	4,610	3,455	1,61	2,71	OK
V ₁₀	34	2	6,287	0,301	1,89	5,01508	48,7343	0,862	2,263	3,311	0,83	2,63	OK
V ₁₁	37	2	6,287	0,284	1,78	4,333	31,0291	0,531	2,019	3,178	0,77	2,52	OK
V ₁₂	40	2	6,287	0,273	1,71	3,3807	42,2155	0,465	1,206	3,068	0,47	2,43	OK
V ₁₃	43	2	6,287	0,263	1,65	1,4065	50,3077	0,754	0,997	2,984	0,92	2,30	OK
V ₁₄	46	2	6,287	0,260	1,63	0,8849	97,6039	0,922	1,667	2,923	0,69	2,18	OK
V ₁₅	49	2	6,287	0,259	1,62	0,6325	104,465	1,071	2,058	2,887		2,03	OK
V ₁₆	52					0,1055	102,083						

Tab. IX. 2 : Vérification des contraintes pour la travée de rive

Conclusion

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau_b < \bar{\tau}_b$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE X

Equipements du Pont

Introduction

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des perrés, etc.) . Tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appui, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

Tous les équipements doivent être accessibles pour pouvoir contrôler leur état. Par rapport à la structure porteuse, les équipements sont caractérisés par une durée de vie moindre, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, mais aussi parce qu'un sur dimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables.

X.1. Appareils d'appui

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est :

- De transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires ;
- Permettre des mouvements de rotation ou de translation ;
- transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles ;

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

➤ **les appareils d'appuis métalliques :**

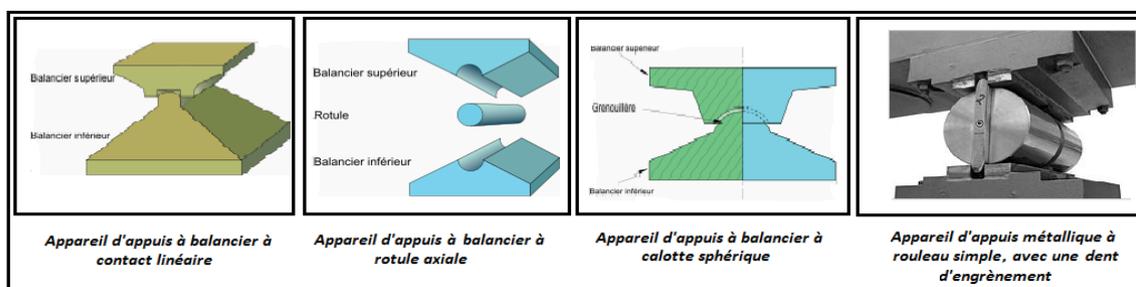


Fig. X.1. Appareils d'appuis métalliques

➤ Appareils d'appuis en béton



Fig. X.2. Appareils d'appuis en béton

➤ les appareils d'appuis à pot (spéciaux)

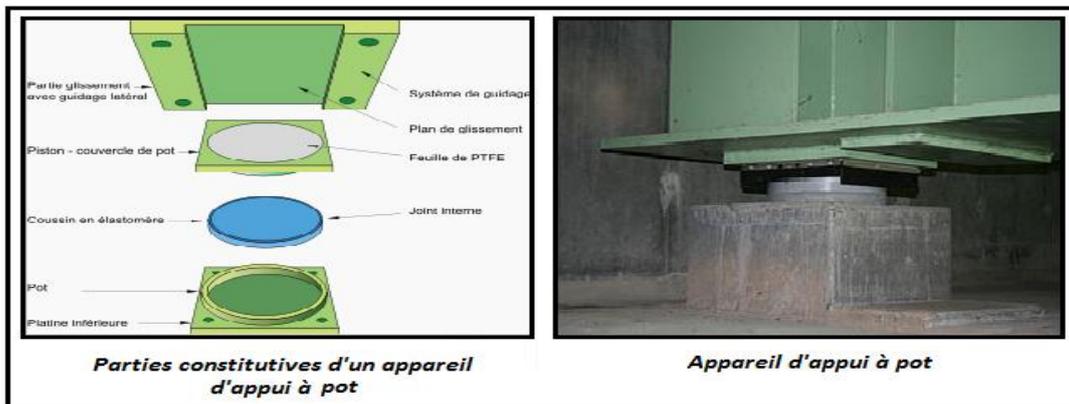


Fig. X.3 Appareils d'appuis à pot

➤ les appareils d'appuis en élastomère fretté

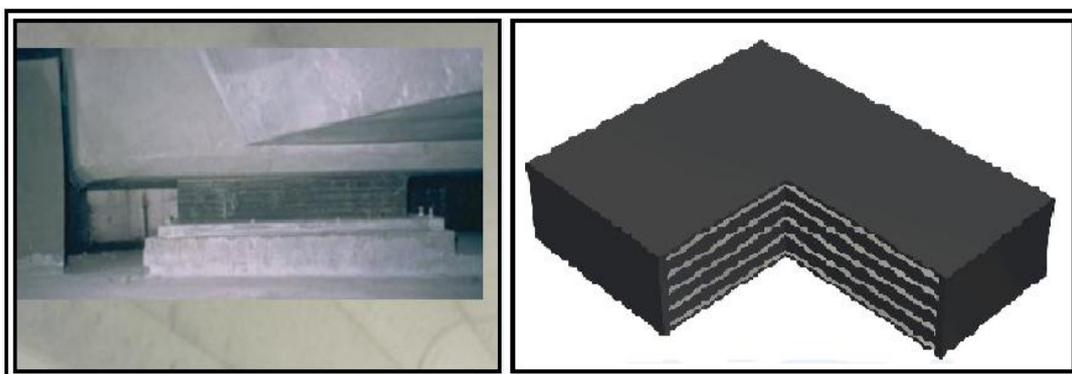


Fig. X.4 Appareils d'appuis en élastomère fretté

Pour notre ouvrage on va choisi ce dernière d'appareils d'appuis car, 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.

X.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui (SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

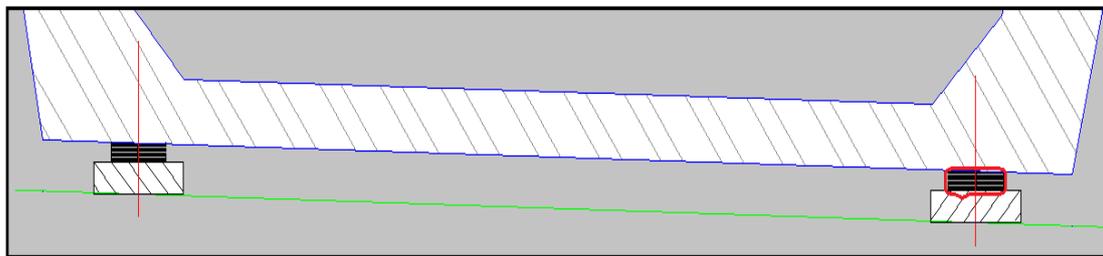


Fig. X.5 : Positionnement d'appareil d'appui de l'ouvrage

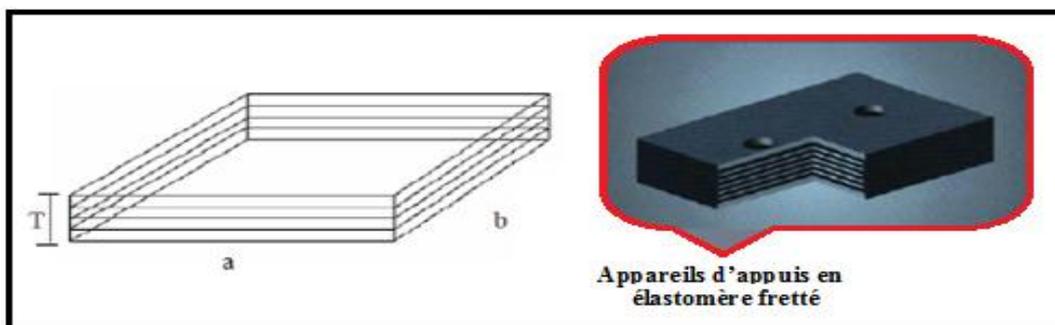


Fig. X.6 Dimension des couches d'appareil d'appui

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 × t**

Avec :

$$\begin{cases} n : \text{est le nombre de feuillets élémentaires.} \\ t : \text{est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.} \\ t_s : \text{épaisseur d'un frette.} \end{cases}$$

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 + 1,2 A (L) + ST**, (Les culées seulement, car les piles sont encastées sur le tablier) est de : **R = 1420,9 t** répartir sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{1420,9}{2} = 710.45 \text{ t}$$

❖ L'aire d'appareil d'appuis

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

- **N_{max}** : est la réaction maximale

Tel que:

$$N_{\max} = 710.45 \text{ t}$$

D'où :

$$a \times b = 450 \times 600 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

$$t_i = 12 \text{ mm}$$

❖ Hauteur nette de l'élastomère T

La condition à vérifier est :(**SETRA 2007**)

$$T \geq \frac{u_1}{0,5}$$

- **u₁** : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

Or:

$$u_1 = 2,8 \text{ cm} = 28 \text{ mm}$$

⇒

$$T \geq \frac{28}{0,5}$$

On prend **T = 84 mm** constitué de **7 feuillets** de **12 mm** chacun

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes : (**Calgaro 2000**)

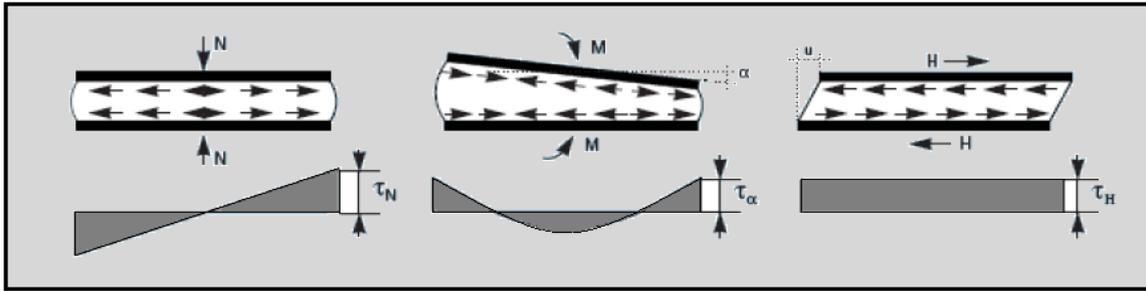


Fig. X.7: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

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 :

$$\tau_R = \frac{3 t.(a+b)R}{a \times b}$$

- $\sigma'_m = \frac{710.45}{450 \times 600} = 2,63 \leq 15 \text{ MPa}$
- $\tau_R = \frac{3 \times 12 \times (450+600) \times 1420,9}{450^2 \times 600^2} = 0,736 \text{ MPa}$

X.1.2.3.Distorsion : déformation angulaire

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1^{er} cas : La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H_1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Tel que :

$$\begin{cases} G = 0,8 \text{ MPa module de déformation transversale d'élastomère.} \\ u_1 = 28 \text{ mm} \\ T = 84 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\tau_{H_1} = \frac{0,8 \times 28}{84} = 0,26 \text{ MPa}$$

2^{ème} 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. (Fascicule 61 titre II)

❖ **Force de freinage développé par Système A (L)**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 S} \times A(L) = 0,284 \text{ t}$$

❖ **Force de freinage développé par système B_c**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner
Donc :

$$H_1 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2 G \times u_2}{T} = \frac{150000}{450 \times 600}$$

$$\tau_{H_2} = 0,555 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2}$$

$$\tau_H = 0,26 + \frac{0,555}{2} = 0,537 \text{ MPa}$$

X.1.2.4. Contrainte de cisaillement due à la rotation

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T

Avec :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T} \right)^2$$

- $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$
- α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad.**
- α : égale à **0.003 rad.**

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0,8}{2} \left(\frac{450}{84} \right)^2 \times 0,023$$

$$\tau_{\alpha_T} = 0,26 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

La limitation de la contrainte de cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5 \text{ G} \dots\dots\dots 1 \\ \tau_{H_1} \leq 0,5 \text{ G} \dots\dots\dots 2 \\ \tau_H \leq 0,7 \text{ G} \dots\dots\dots 3 \\ \tau_{\alpha_T} \leq \tau_R \dots\dots\dots 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1^{er} condition : } 0,736 + 0,593 + 0,26 = 1,589 \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{2^{er} condition : } 0,26 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{3^{er} condition : } 0,593 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée.} \\ \text{4^{er} condition : } 0,26 \leq 0,59 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition de non – cheminement} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \rightarrow \text{Condition de non – glissement} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} : \text{ est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable, } N_{\min} = 420.2 \text{ t.} \\ H : \text{ effort de freinage qui vaut } 18 \text{ t.} \\ f : \text{ est le coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Tel que : $f = 0.10 + \frac{0,6}{\sigma'_m} = 0.10 + \frac{0,6}{26,31} = 0.12$

$$H = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) \times a \times b = 0,927 \times 450 \times 600 = 250290 \text{ N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m,\min} = \frac{420.2}{450 \times 600} = 1,5 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{(c.v)} \\ H = 250290 \leq f \cdot N_{\min} = 504240 \text{ N} \rightarrow \text{(c.v)} \end{array} \right.$$

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

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Or : $45 \leq 84 \leq 120 \rightarrow \text{(c.v)}$

X.1.3.3.Vérification de condition de non-soulèvement

On doit vérifier la condition suivante : $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a \times b} \times \frac{\sigma_m}{G}$

On a:
$$\begin{cases} \alpha_T = 2,3 \cdot 10^{-2} \\ \beta = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{450 \times 600}{2 \times 12 \times (450+600)} = 10,71 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{3}{10,71} \times \frac{84^2}{450 \times 600} \times \frac{26,31}{0,8} = 2,2 \cdot 10^{-2}$$

Donc:
$$\alpha_T \leq 2,5 \cdot 10^{-2} \quad \rightarrow \quad (\text{c.v.})$$

X.1.4. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

Tel que :
$$\begin{cases} t_s \geq 2 \text{ mm} \\ \sigma_e = 400 \text{ MPa (pour l'acier élémentaire)} \end{cases}$$

$$t_s \geq \frac{450}{10,71} \times \frac{26,31}{400} = 2,76$$

On prend
$$t_s = 3 \text{ mm.}$$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t_i + (n + 1) \times t_s = 7 \times 12 + (8 \times 3) = 108 \text{ mm.}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

- **a = 450 mm**
- **b = 600 mm**
- **H = T = 108 mm**
- **t_i = 12 (7feuillelet élastomères)**

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, onc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

Pour un déplacement composé $(\delta\alpha; \delta\beta)$

$$A = a + |\delta\alpha^-| + |\delta\alpha^+| + 50 \text{ mm}$$

$$B = b + |\delta\beta^-| + |\delta\beta^+| + 50 \text{ mm}$$

Avec :

$$\begin{cases} (\delta\alpha^+; \delta\beta^+) : \text{Déplacement dans un sens.} \\ (\delta\alpha^-; \delta\beta^-) : \text{Déplacement dans le sens opposé.} \end{cases}$$

Le schéma suivant représente les dimensions en plan du dé d'appui

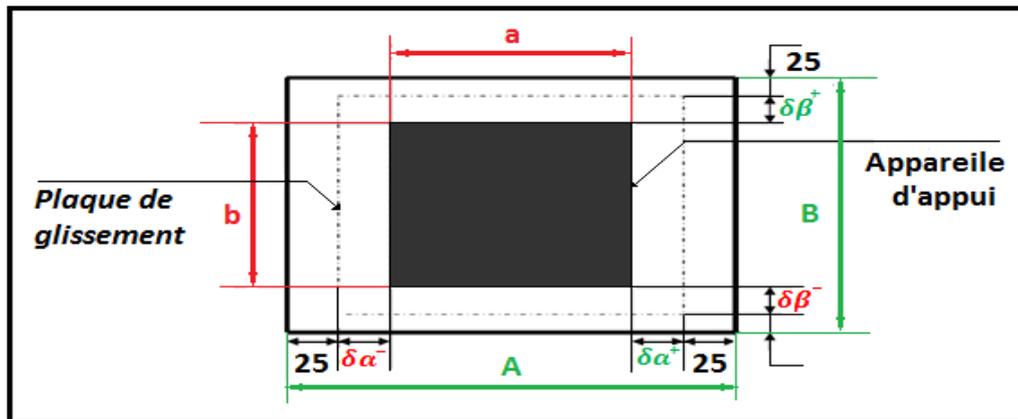


Fig. X.8. Dimensions en plan du dé d'appui

X.2.2. Ferrailage des dés d'appuis à la culée: (support des appareils d'appuis)

a) Armatures de chaînage

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante

$$R = 0,25 N_{max} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = \frac{0,25 N_{max}}{\bar{\sigma}_s} ; \bar{\sigma}_s = 266.67 \text{MPa}$$

D'ou: $A_{sc} = 24.41 \text{ cm}^2$ soit : **8 HA 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

$$R = 0,125 N_{max} \quad \Rightarrow \quad A_{sp} = \frac{0,125 N_{max}}{\bar{\sigma}_s} ; \bar{\sigma}_s = 266.67 \text{MPa}$$

D'ou: $A_{sp} = 12,20 \text{ cm}^2$ soit : **8 HA 20** (disposées dans les deux sens).

c) Armature de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

- Ferrailage de surface (frette sup)

Ces armatures sont capables de reprendre

$$R = 4\% N_{max} \quad \Rightarrow \quad A_{fs} = \frac{0,04 N_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

D'ou: $A_{fs} = 3,90 \text{ cm}^2$ soit : **8 HA 8** (disposées dans les deux sens).

- **Ferraillage inferieur ou d'éclatement (frette inf.)**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$$

$$R = 10\% N_{max} \quad \Rightarrow \quad A_{fi} = \frac{0,1 N_{max}}{\sigma_s}$$

D'ou: $A_{fi} = 9,76 \text{ cm}^2$ soit : **9 HA 12** (disposées dans les deux sens).

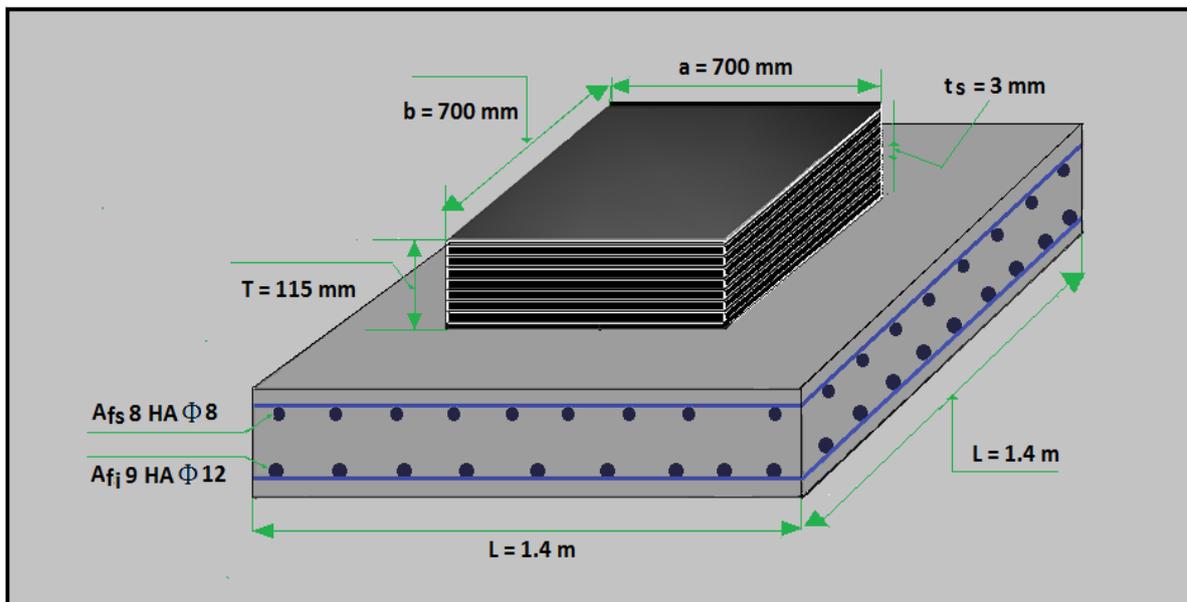


Fig. X.9 Détail de Ferraillage du dé d'appui à la culée et positionne de l'appareil d'appui

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 ΔL des tabliers définissent 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 :

$$W = W_D + 0.4 W_T + \frac{1}{3} W_S$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} W : \text{Souffle total du joint} \\ W_D : \text{Souffle des déformations différées (retrait + fluage)} \\ W_T : \text{Souffle thermique.} \\ W_S : \text{Souffle sismique.} \end{array} \right.$$

X.3.2.1.Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{L} = 3 \times 10^{-4}$$

- L : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $\frac{L}{2} = 270 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 8,1 \text{ cm}$

X.3.2.2.Retrait

Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou)

$$\frac{\Delta l}{L} = 3,5 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $\frac{L}{2} = 270 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 9,45 \text{ cm}$

X.3.2.3.Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

Avec : $\frac{\Delta l}{L} = K_f \times 10^{-4}$

K_f : Coefficient du fluage à $t = 0$ (*au moment où il subit la contrainte σ_b*) il vaut 2 à 3.

Pour notre cas : $K_f = 3$

D'où: $\frac{\Delta l}{L} = 3 \times 10^{-4}$

Comme $\frac{L}{2} = 270 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3.3 \text{ cm}$

X.3.2.4.Souffle sismique

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$F = K . x \Rightarrow x = \frac{F}{K}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{F} : \text{la force sismique,} \\ \mathbf{K} : \text{la rigidité des appuis du tablier,} \\ \mathbf{x} : \text{le déplacement.} \end{cases}$$

1. Calcul de la force sismique \mathbf{F}

Selon le **RPOA** la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}_{aeh} \times \mathbf{M}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{S}_{aeh} : \text{le spectre de réponse horizontal,} \\ \mathbf{M} : \text{est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée} \\ \text{de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.} \end{cases}$$

On doit passer par le calcul de la période \mathbf{T} :

Talque :

$$\mathbf{T} = 2\pi \sqrt{\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{k}}}$$

$\mathbf{K} = \Sigma \mathbf{K}_i$: Est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme

1.1. Calcul de la masse (\mathbf{M})

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (**Chapitre V**) qui est égale :

$$\mathbf{M}_t = 26093.31t$$

La masse des cinq piles :

$$\mathbf{M}_p = \frac{1}{2} (mp_1 + mp_2 + mp_3 + mp_4 + mp_5)$$

$$\mathbf{M}_p = \frac{1}{2} (820 + 2089,505 + 1966,688 + 1079,435 + 928,199)$$

$$\mathbf{M}_p = 3441,9135 t$$

Donc :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_t + \mathbf{M}_p = 26093.31 + 3441,9135$$

$$\Rightarrow \mathbf{M} = 29535,2235 t$$

1.2. Calcul des rigidités (K)

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \frac{A}{T}$$

Avec :

$$\begin{cases} G : \text{le module de cisaillement transversal, } G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2 ; \\ A : \text{la surface d'appareil d'appuis ;} \\ T : \text{la hauteur de l'appareil.} \end{cases}$$

Alors :

$$K = G \frac{A}{T} = 80 \frac{0,45 \times 0,60}{84 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow K = 257,14 \text{ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_C = 2 \times K = 514,28 \text{ t/m}$$

$$\text{On a deux culées} \Rightarrow K_C = 1028,57 \text{ t/m}$$

❖ Pour les piles

On a cinq piles de hauteurs différentes

piles	hauteurs(m)
P ₁	32,002
P ₂	75,776
P ₃	71,541
P ₄	40,946
P ₅	35,731

Ses dernières sont encastrees au niveau du tablier et fondations.

On à :

$$K = \frac{12EI}{h^3}$$

Avec :

$$\begin{cases} E : \text{module de Young du béton à j jours, } E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ I : \text{inertie de la section considérée.} \end{cases}$$

On a la résistance de béton de l'infrastructure $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$$

Donc :

$$K_p = \sum_{i=1}^5 K_{pi} = (Kp_1 + Kp_2 + Kp_3 + Kp_4 + Kp_5)$$

$$K_p = 689\,500,198 \text{ t/m}$$

❖ **La rigidité totale de structure**

$$\Rightarrow \begin{aligned} K &= K_p + K_p \\ K &= 691\,223,278 \text{ t/m} \end{aligned}$$

❖ **La période**

$$T = 0,69 \text{ s}$$

On tire du **RPOA** le **T₁** et **T₂** et le coefficient **S** en fonction de la zone sismique et le site

$$T_1 = 0,2 \text{ s}; \quad T_2 = 0,5 \text{ s}; \quad S = 1,2$$

Spectre de réponse (**RPOA**) : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$.

$$S_{aeh}(\text{m/s}_2) = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T_2/T).$$

$$S_{aeh} = 4,27 \text{ m/s}_2$$

Donc :

$$F = 4,27 \times 8\,476,175 \quad \Rightarrow \quad F = 36\,193,267 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } X = \frac{F}{K} = \frac{36\,193,267}{691\,223,278} = 0,0524 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad X = 5,24 \text{ cm}$$

Ce qui donne un souffle totale de :

$$W = W_D + 0,4 W_T + \frac{1}{3} W_S$$

$$W = (3,9 + 3,3) + (0,4 \times 3,3) + \frac{1}{3} \times 5,24$$

$$\Rightarrow \quad W = 10,27 \text{ cm}$$

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 **11.79 cm** il faut considérer la famille de joints appelée **W_d** (souffles moyens).

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde t intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci dessous montre la forme de ce joint

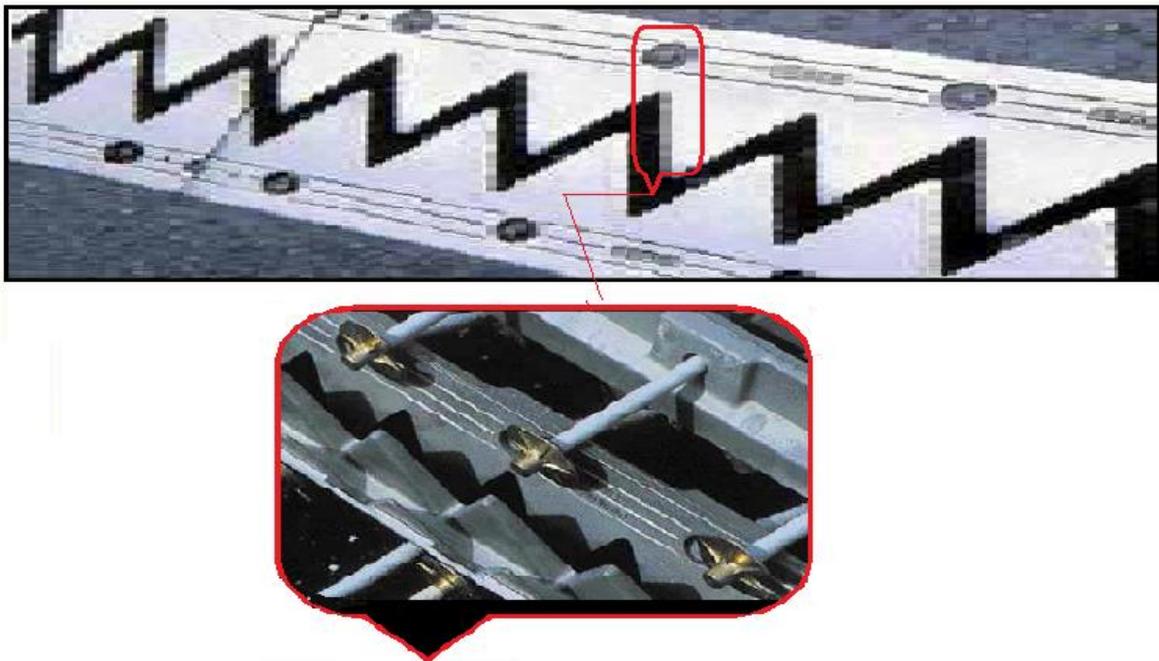


Fig. X.10 Joint du type W_d (souffle moyen).

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
Wd_{60}	60	61	71	66	67
Wd_{80}	80	84	92	85	86
Wd_{110}	110	116	104	94	90
Wd_{160}	160	169	158	141	139
Wd_{230}	230	185	127	102	97

Tab. X.2 : Différents modèles des joints W_d .

Type	A_{min}	A_{max}	B_{min}	A_{max}	C_{min}	C_{max}	D_{min}	D_{max}	H	E	L	F	P(KN)*	(Nb)**
Wd_{60}	65	125	185	245	125	188	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd_{80}	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd_{110}	120	230	300	400	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd_{160}	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	300	120	190	4
Wd_{230}	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	350	170	190	5

Tab. X.3 : Caractéristiques physiques des joints W_d

- 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 Wd_{160} .

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 :

X.4.1.Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou 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/m³** à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

X.5.Dispositifs retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps ;

X.5.1.Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

X.5.2.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 plie 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.

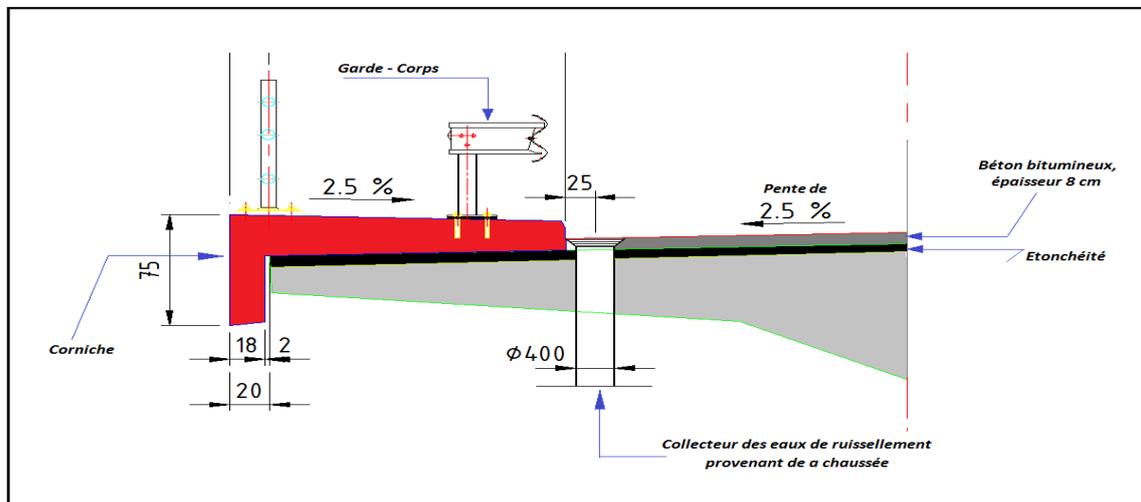


Fig. X.11 : Les équipements du pont

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, ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui 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 calcul.

CHAPITRE XI

Etude de la Pile

Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu’au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d’un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d’exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d’exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré.

Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d’une étude globale de la structure assurant le franchissement.

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.

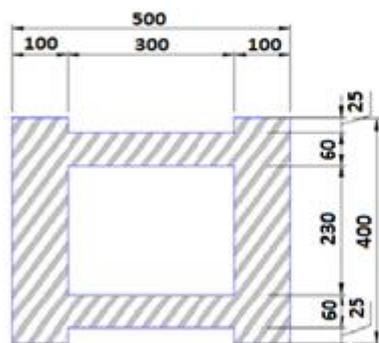


Fig.XI 1. vue en plans de la pile ①

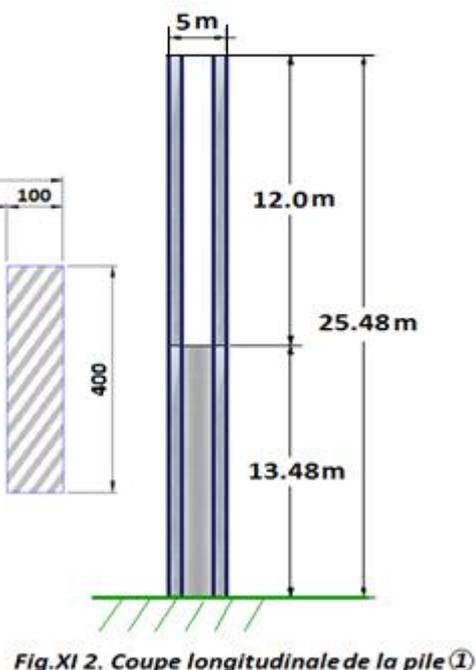


Fig.XI 2. Coupe longitudinale de la pile ①

XI.2. Implantation des piles

On a cinq piles qui sont encastrées au niveau du tablier leurs hauteurs **H** est définies par :

$$H_{pile} = [Côte\ projet - Côte\ fondation - (h_{tablier} + h_{revêtement})].$$

Avec :

$$\begin{cases} h_{tablier} = 6\ m \\ h_{revêtement} = 0.08\ m \end{cases}$$

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5
Point kilométrique (PK)	22 + 42,559	22 +142,559	22+242,559	22+342,559	22+442,559
Côte projet (m)	212,372	208 ,376	204,381	200,386	196,391
Côte TN (m)	182,789	137,154	134,746	160,424	162,299
Côte de la fondation(m)	178,87	131,100	131,34	157,94	159,16
Hauteur de la pile (m)	25.48	69,20	64,961	34,366	29,151

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** :

$$E = Max \left[0,5\ m ; \frac{4H + L}{100} + 0,1\ m \right]$$

Tel que : $\begin{cases} H: \text{est la hauteur de la pile.} \\ L : \text{la portée de travée centrale} \end{cases}$

On a : $\begin{cases} H = 69,20\ m \\ L = 100\ m \end{cases}$

Donc : **E = 3,87 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 profondeur, et de diamètre $\Phi = 1,20 \text{ m}$.

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 (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 référable de faire un espacement trop grand entre les pieux; en général 3Φ 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 pour quatre files de quatre pieux au niveau des piles (**P1; P5**), et trois files de quatre pieux pour les trois autre piles (**P2; P3; P4**), (Fig. XI. 3 ; Fig. XI. 4).

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) :

Pour notre ouvrage on dimensionne deux semelles :

XI.4.3.1. La semelle des piles(P1; P5)

➤ Largeur

$$\begin{aligned} \text{On prendre} \quad B &= (N - 1) \times L + 2 \Phi = 13,2 \text{ m} \\ B &= 12,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} N : \text{étant le nombre des files des pieux}(04) \\ L : \text{la distance entre deux files}(L = 3 \Phi) \\ \Phi : \text{diamètre des pieux}(\Phi = 1,2 \text{ m}) \end{cases}$$

➤ Longueur

$$\begin{aligned} \text{On prendre} \quad L_s &= (N - 1) \times L + 2 \Phi = 13,2 \text{ m} \\ L_s &= 12,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Avec :} \quad N : \text{étant le nombre des files des pieux } (N = 4).$$

➤ La hauteur

Pour les deux semelles on prendre la même hauteur h_t

Talque :
$$h_t = \frac{L}{2,5} = \frac{3,6}{2,5} = 1.44 \text{ m}$$

On prendre :
$$h_t = 2,00 \text{ m}$$

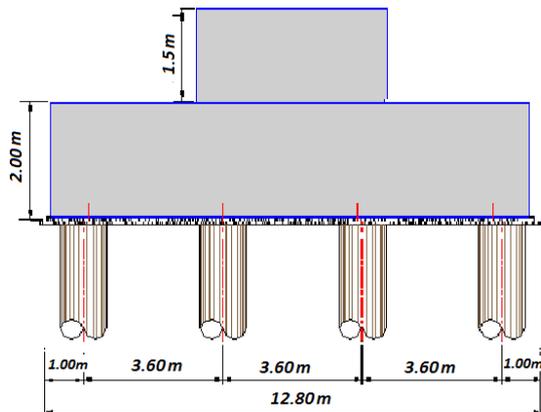


Fig.XI.3: coupe transversale au niveau des semelles des piles (P1), (P5)

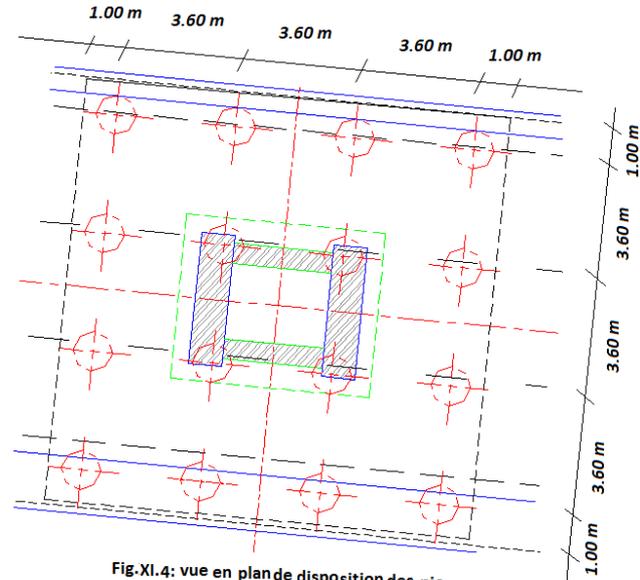


Fig.XI.4: vue en plan de disposition des pieux au niveau des piles (P1), (P5)

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

XI.4.3.2. La semelle des piles(P2; P3; P4)

➤ Largeur

On prendre
$$B = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 13,2 \text{ m}$$

$$B = 12,8 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} N : \text{étant le nombre des files des pieux}(04) \\ L : \text{la distance entre deux files}(L = 3 \Phi) \\ \Phi : \text{diamètre des pieux}(\Phi = 1,2 \text{ m}) \end{cases}$$

➤ Longueur

On prendre
$$L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi = 9,60 \text{ m}$$

$$L_s = 9,20 \text{ m}$$

Avec : {Nombre des files des pieux, $N = 3$; $L = 3 \Phi$; $\Phi = 1,2 \text{ m}$

➤ La hauteur

$$h_t = \frac{L}{2,5} = \frac{3,6}{2,5} = 1.44 \text{ m}$$

On prendre : $h_t = 2,00\text{m}$

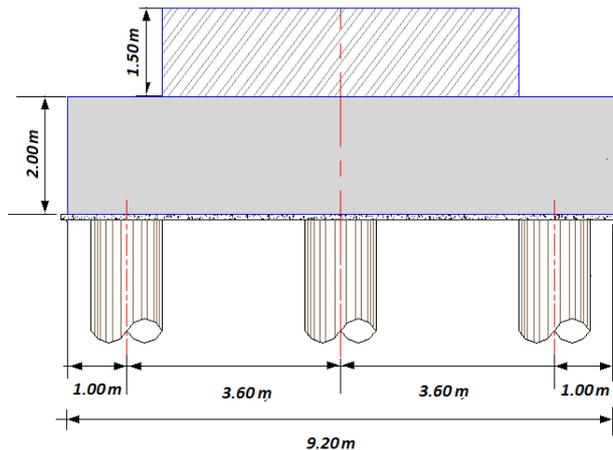


Fig.XI.5. coupe transversal au niveau des semelles des piles (P2) (P3) (P4)

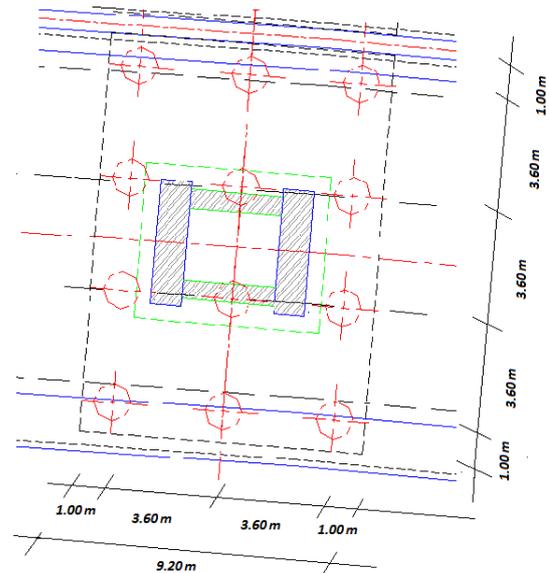


Fig.XI.6. Vue en plan de disposition des pieux au niveau des piles (P2) (P3) (P4)

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 en considération la pile la plus haute **P2**, de hauteur **H= 69.20 m**.

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_F**: La force de freinage.
- **E_x** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- **E_y** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

❖ **Combinaisons de charge**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Etat Limite de Service E. L. S: } G_p + V + W + F_F \\ \text{Etat Limite Ultime E. L. U: } 1,35(G_p + V) + 1,5(W + F_F) \\ \text{Etat Limite Admissible E. L. A: } \begin{cases} G_p + V + E_x \\ G_p + V + E_y \end{cases} \end{array} \right.$$

❖ **Application numérique**

- **La charge permanente G**

S = 11,60 m²; H = 69,2 m

G_p = S × H × γ = [(14 × 57,2) + (8 × 12,0)] × 2,5 = 2242,0 t.

- **La charge verticale V**

La réaction verticale **V = 3 277,375 t**(Fig. VI.47 / (1.35G + 1.35 D240))

- **La charge du vent W**

W = 0,2 t/m².

- **La force de freinage F_F**

F_F = 36 t.

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x : E_x**

G = G tablier + G pile = 26093,35 + 2242,0 = 28335,35 t

E_x = 20% G

E_x = 0,2 × 28335,35 = 5667,07 t

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe y : E_y**

E_y = 14% G

E_y = 0,14 × 28335,35 = 3966,95 t

❖ **Les combinaisons**

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
R (t)	4105,660	5 455,850	4307,720
N (t)	4105,660	5 455,850	4307,720
T (t)	72,210	100,91	813,041
M (t. m)	1255,872	1708,654	18013,762

Tab. XI.2 : Les sollicitations maximales sur la pile.

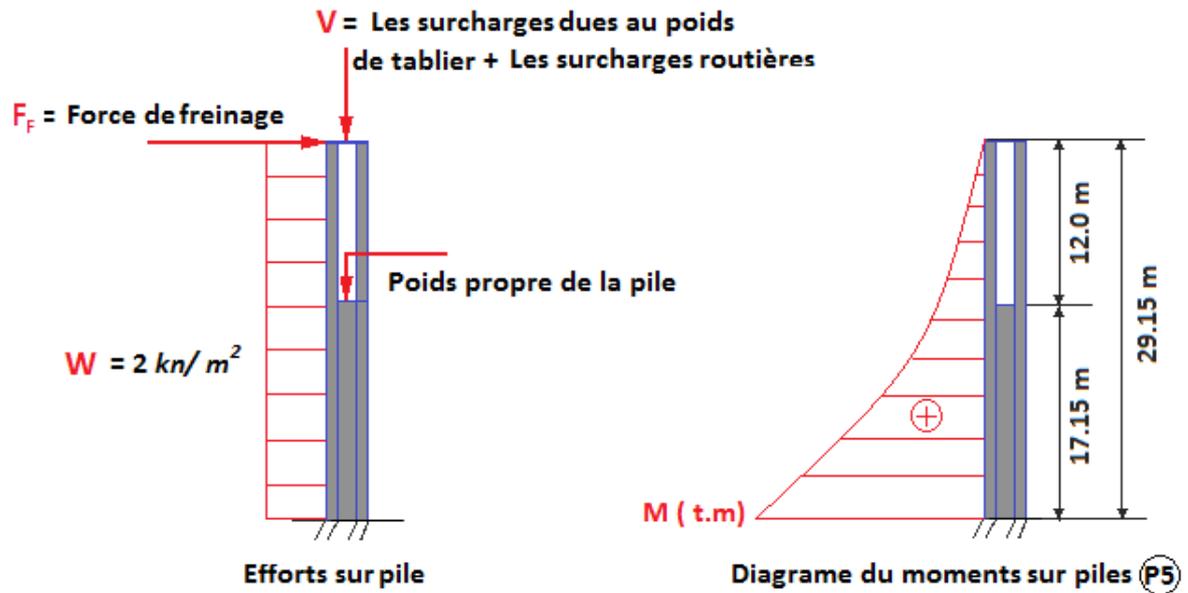


Fig. XI.7 : Efforts et diagramme du moment sur pile.

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 :

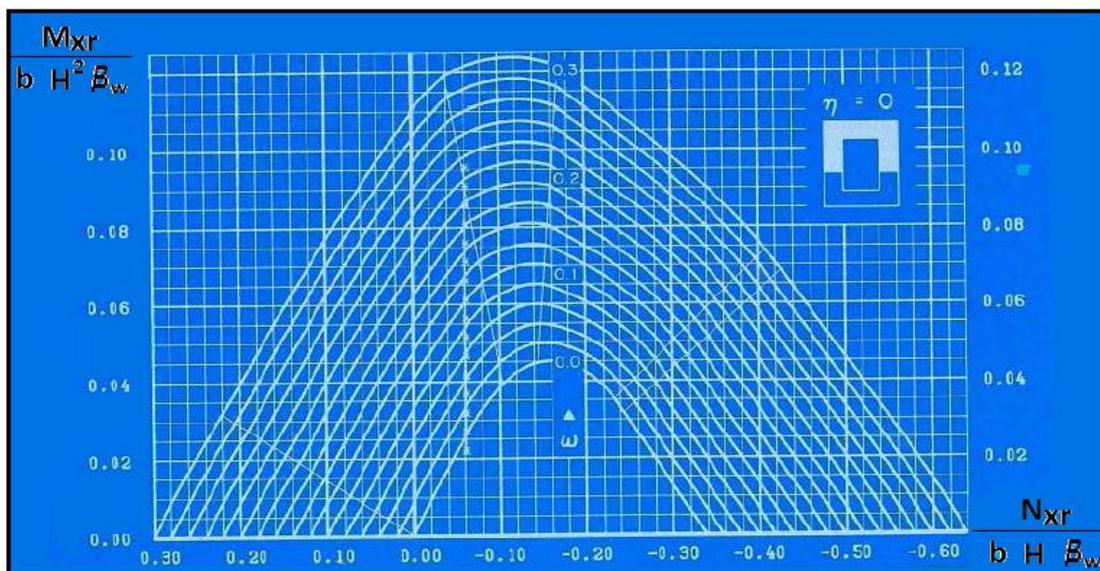


Fig. XI.8 : Abaque de Walther pour la flexion composée

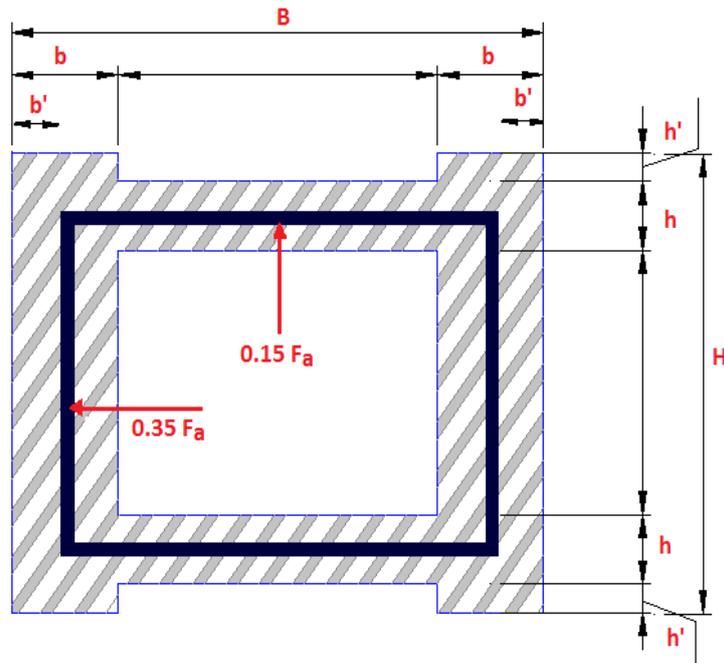


Fig. XI.9 : Répartition des armatures de la pile.

a) Section

$$b = 500 (cm), H = 400 (cm), c = c' = 5 cm.$$

b) Condition d'orientation de la section

$$\left\{ \frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{b} \dots\dots\dots \text{Condition d'orientation} \right.$$

$$\text{On à } \begin{cases} \frac{t_y}{H} = \frac{0,6}{4} = 0,15 \\ \frac{t_x}{b} = \frac{1}{5} = 0,2 \end{cases} \Rightarrow 0,15 \leq 0,2$$

Donc : la Condition d'orientation est vérifiée

$$\text{On à : } \begin{cases} N_{\min} = N_r = 4105,660 \text{ t} \\ M_x = M_{xr} = 18013,762 \text{ t.m} \end{cases}$$

On pose: $M_{yx} = 18013,762 \text{ t.m}$

$$\begin{cases} n = \frac{N_r}{b \times H \times \beta_w} = \frac{4105,660}{5 \times 4 \times 2700} = 0,0760 \\ m_y = \frac{M_r}{b \times H^2 \times \beta_w} = \frac{18013,762}{5 \times 4^2 \times 2700} = 0,083 \end{cases}$$

Avec : $M_{xr} = 0 \Rightarrow m_x = 0$

$$\begin{cases} \eta = \frac{m_y}{m_x} = 0 \\ \omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times H \times \beta_w} \end{cases} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \times b \times H \times \beta_w}{\sigma_f}$$

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0.12 \Rightarrow F_a = \frac{0.12 \times 5 \times 4 \times 27}{400} \times 10^4 = 1620 \text{ cm}^2$$

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.
- ω : Degré mécanique d'armature totale
- F_a : La section des armatures.
- $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$ (on utilise des FeE400).

Donc:

$$\begin{cases} A_{s1} = 0.30 F_a = 486 \text{ cm}^2 & \text{soit : } 62 \text{ HA } \Phi 32 \\ A_{s2} = 0.15 F_a = 243 \text{ cm}^2 & \text{soit : } 48 \text{ HA } \Phi 25 \end{cases}$$

c) **Condition de non fragilité** : selon le règlement BAEL91 on a :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$f_{tj} = 2,22 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 500 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$$

Donc:

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times 5 \times 3,6 \times \frac{2,22}{400}$$

Alors:

$$A_{s,min} = 229,77 \text{ cm}^2$$

⇒

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,
- Φ_t : diamètre des armatures transversales.
- Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\text{Donc : } S_t = \min [(24 \times 1,6) ; (8 \times 0,25) ; (0.25 \times 0,9 \times 4)] = \min [38,4 ; 20 ; 90]$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

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.

$$A_t \geq \frac{1620 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{200}{100} = 202,50 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = 202,50 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 64 \text{ HA } \Phi 20$$

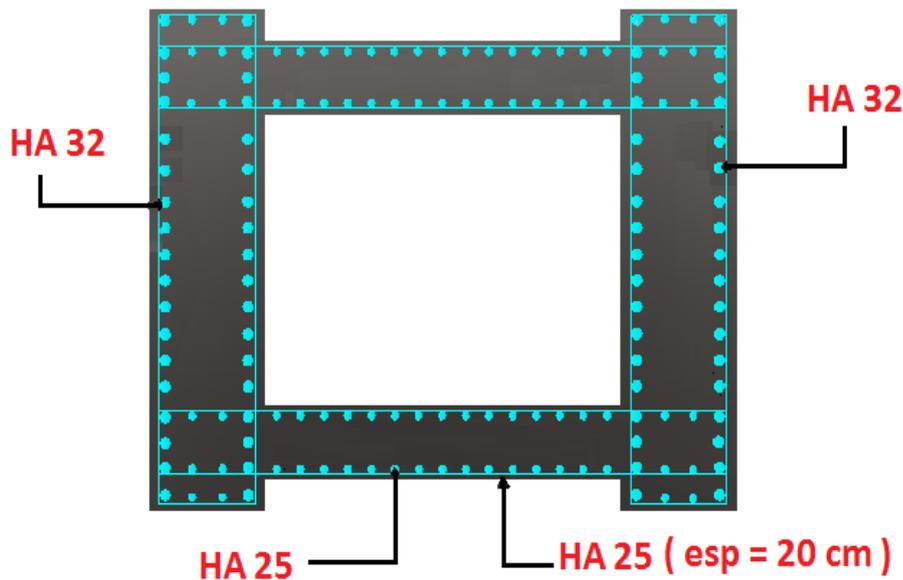


Fig. XI. 10 : Ferrailage de la section de la pile.

XI.5.3. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

- { L_f : La longueur de flambement
- { i : Le rayon de giration

- **La longueur de flambement**

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = 2 \times H \times \left(1 - \left(\frac{2 \times P_{\text{pile}}}{\pi \times N}\right)\right)^{1/2}$$

- **Les caractéristiques géométriques de la pile :**

$$I = 35,36 \text{ m}^4; \quad S = 11,6 \text{ m}^2; \quad H = 69,20 \text{ m.}$$

- **Le poids de la pile :**

$$P_{\text{pile}} = 2242,0 \text{ t.}$$

- **Les efforts transmis par le tablier :**

$$N_u = 3\,277,375 \text{ t.}$$

Donc :

$$L_f = 2 \times 69,2 \times \left(1 - \left(\frac{2 \times 2242,0}{\pi \times 3\,277,375}\right)\right)^{1/2}$$

$$L_f = 103,96 \text{ m.}$$

- **Le rayon de giration :**

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{1/2} = \left(\frac{103,96}{11,6}\right)^{1/2} = 2,99 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{L'élancement : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{103,96}{2,99} = 34,77$$

$\lambda < 50$ Donc : **donc pas de risque de flambement.**

XI.6. Etude et ferrailage de la semelle

XI.6.1. Caractéristiques de la semelle

- Longueur $L = 12,8 \text{ m.}$
- Largeur $B = 12,8 \text{ m.}$
- Epaisseur $E = 2,00 \text{ m.}$
- Poids propre de la semelle: $12,8 \times 12,8 \times 2 \times 2,5 = 819,2 \text{ t.}$

❖ Conditions normales

$$N_{\text{max}} = 5\,455,850.$$

$$M_{\text{max}} = 1708,654 \text{ t.m.}$$

❖ Conditions sismiques

$$N_{\text{max}} = 4307,720 \text{ t.}$$

$$M_{\text{max}} = 18013,762 \text{ t.m.}$$

XI.6.. Détermination du nombre des pieux

❖ Capacité portante des pieux

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à **1096,3 t** à l'ELS pour un pieu de **12 m** de profondeur (**91,36 t** pour **1m** de profondeur)
Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{7030,108}{91,36} = 12,22$$

Effort maximal = V + Poids de la pile + Poids de la semelle + Poids des terres
Effort maximal = 3 277,375 + 2242,0 + 819,2 + 691,533 = **7030,108 t**

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 13. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 16.

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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

❖ Condition normale

$$N_1 = \frac{5\,455,850}{16} + \frac{1708,654 \times 5,4}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 367,586 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{5\,455,850}{16} - \frac{1708,654 \times 5,4}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 305,393 \text{ t}$$

❖ Condition sismique

$$N_1 = \frac{4307,720}{16} + \frac{18013,762 \times 5,4}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 644,52 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{4307,720}{16} - \frac{18013,762 \times 5,4}{((1,8^2) \times 8 + (5,4^2) \times 8)} = 106,05 \text{ t}$$

On constate que :

$$\begin{cases} R_{\max} = 644,52 \text{ t} < 1096,3 \text{ t} \Rightarrow \text{(condition de poinçonnement vérifiée).} \\ R_{\min} = 106,05 \text{ t} > 0 \Rightarrow \text{(condition de non soulèvement vérifiée).} \end{cases}$$

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 :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{d}$$

Avec :

- $L = 10,8$ m,
- $B = 5$ m,
- $h = 2$ m,
- $d = 1,95$ m
- $N_{\max} = 5\,455,850$ t
- $\bar{\sigma}_s$: La contrainte limite à la traction.

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = N_{\max} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)$$

$$M = 5\,455,850 \times \left(\frac{10,8}{2} - \frac{5}{4}\right)$$

$$M = 4,15 N_{\max}$$

a) Condition normale

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26\,667 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 26\,667 \text{ t/m}^2$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{367,586}{26667} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0293 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = 293 \text{ cm}^2.$$

b) Condition normale

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{4,15}{d} = \frac{644,52}{40000} \times \frac{4,15}{1,95} = 0,0343 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_2 = 343 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est $A_s = 343 \text{ cm}^2$,

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une section ($b_0 \times h$)

Avec :

$$b_0 = \phi + h_{\text{semelle}} = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$\frac{A_s}{b_0} = \frac{343}{3,2} \Rightarrow A_{si} = 107,2 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 22 \text{ HA } 25 \text{ (} A_{si} = 108 \text{ cm}^2 \text{)}$$

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 79,65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$$

Condition de non fragilité est vérifiée.

d) L'espacement

$$S_t = \frac{\Phi + H - c}{n-1}$$

Avec :

- n : Nombre de barre = barres
- c : Enrobage = 5 cm.
- Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{22 - 1} = 0.15 \text{ m.}$$

On prend:

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

XI.6.4.2. Armatures de répartition

Entre les différentes bandes de 3,2 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{A_{si}}{3} = \frac{108}{3} = 36 \text{ cm}^2$$

Soit: 12 HA20 ml ($A_1 = 37,69 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm.}$

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 :

$$A_i = \frac{A_{si}}{3} = \frac{108}{3} = 36 \text{ cm}^2$$

Soit: 12HA 20/ ml ($A_1 = 37,69 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm.}$

XI.6.4.4. Armatures de construction

a) Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{108}{10} = 10,8 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA 16/ml ($A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm.}$

b) Armatures longitudinales supérieures

$$A_{Ls} = \frac{A_{si}}{3} = \frac{108}{3} = 36 \text{ cm}^2$$

Soit: 12HA20 ml ($A_1 = 37.69 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm.}$

c) Armatures latérales

$$A_{La} = \frac{A_{si}}{10} = \frac{108}{10} = 10,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA 16/ml ($A_{ts} = 12,06 \text{ cm}^2$), $S_t = 20\text{cm}$.

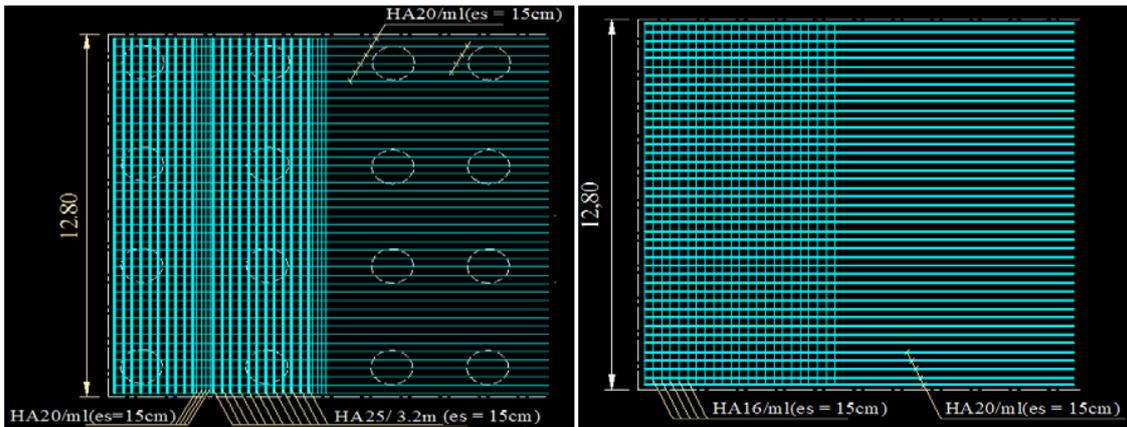


Fig. XI.11 : Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure).

Fig. XI.12 : Ferrailage de la semelle (Nappe supérieure).

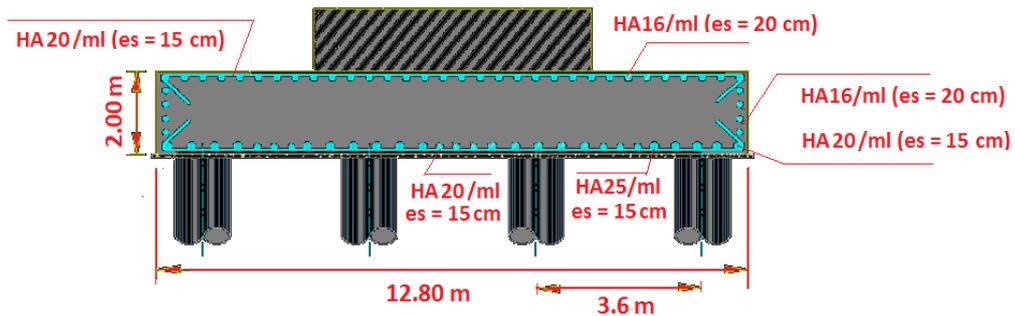


Fig. XI.13 : Ferrailage de la semelle (coupe longitudinale).

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.

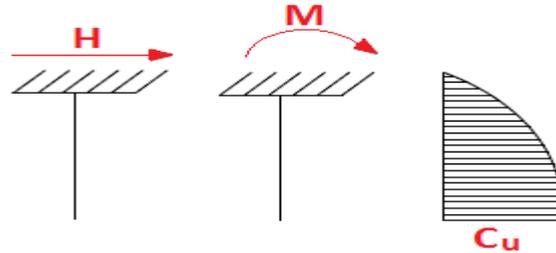
XI.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d’un élément flexible dans l sol peut s’exprimer mathématiquement avec l’équation différentielle du 4^{eme} degré.

$$EI \frac{dy^4}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

- **b** : diamètre des pieux,
- **C_u** : module de réaction du sol,
- **y** : déplacement en tête des pieux.



Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad ; \quad \alpha : \text{longueur élastique du pieu.}$$

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 λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad ; \quad \lambda : \text{Coefficient d'amortissement du module de WARNER.}$$

Avec :

- $b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$
- $C_u = 3,5 \text{ Kg/ cm}^2.$
- E : module d'élasticité du béton
 $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$
- I : moment d'inertie du

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0,1017}\right)} = 0,237 \text{ m}^{-1}.$$

Donc :

$$\lambda_L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu

❖ Condition normale

$$\begin{aligned} H &= 100,91 \text{ t.} \\ \bar{P} &= \frac{H}{16} = \frac{100,91}{16} = 6,31 \text{ t/pieu.} \end{aligned}$$

❖ Condition sismique

$$\bar{p} = \frac{H}{16} = \frac{813,041}{16} = 50,82 \text{ t/pieu.}$$

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 :

$$EI_{\theta} = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

- \bar{M} : Moment en tête du pieu ;
- \bar{p} : Effort horizontal en tête du pieu ;
- λ : Coefficient d'amortissement égale à $\frac{1}{\alpha}$
- $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λ_L .

$$M(Z) = EI_{\theta} = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \bar{M} = - \left(\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda} \right)$$

❖ Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}, \chi_{\theta M}$

$$\begin{cases} \lambda_L = 2 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.35 ; \chi_{\theta M} = 1.69 \} \\ \lambda_L = 3 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.16 ; \chi_{\theta M} = 1.48 \} \end{cases}$$

Donc :

$$\lambda_L = 2.895 \quad \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.19 ; \chi_{\theta M} = 1,513 \}$$

❖ Condition normale

$$\bar{p} = 6,31 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -17.143 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique

$$\bar{p} = 50,82 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -138.068 \text{ t.m}$$

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.

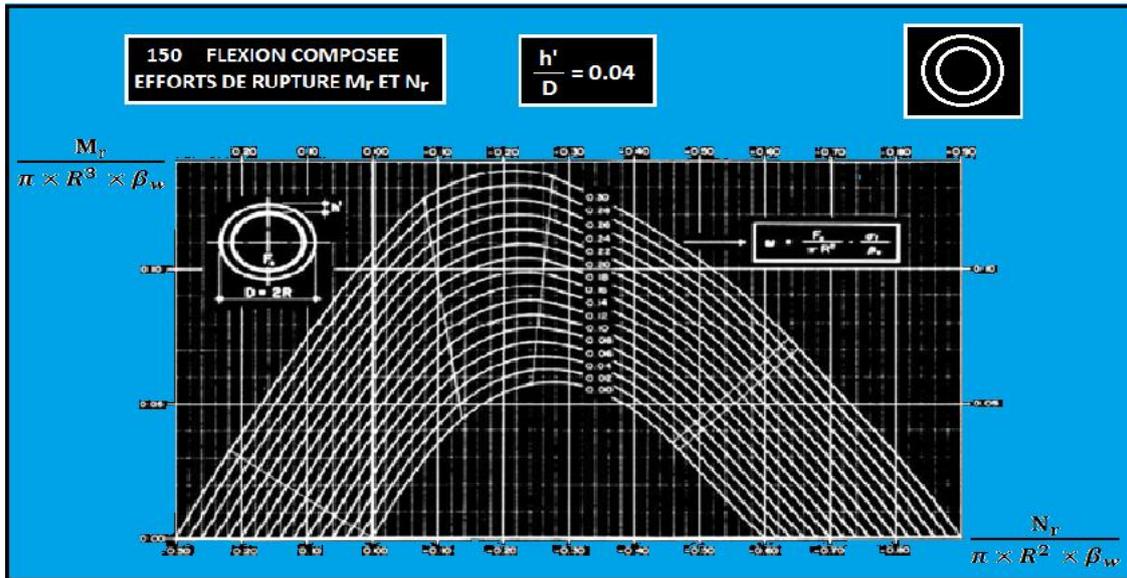


Fig. XI. 14 : Abaque de Walther.

a) Données d'entrée de l'abaque

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,12} = 0,04$$

Avec:

- **D** : diamètre du pieu ;
- **h'** : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r \text{ t.m.}}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{138.068}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = \mathbf{0,037} \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{50,82}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = \mathbf{0,016} \end{array} \right.$$

Où :

- **β_w** : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).
- **R** : rayon du pieu.
- **Mr** = $M_{\max} = 138.068 \text{ t.m.}$
- **Nr** = $N_{\max} = 50,82 \text{ t.m.}$

On a d'après l'abaque : $\omega = \mathbf{0,13}$

- **ω** : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :

- **F_a** : la section des armatures ;
- **σ_f** = 400 MPa (on utilise des FeE400).

$$\begin{cases} \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,13 \\ F_a = \frac{0,12 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,13 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 99,193 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on prend **21 HA 25** ($A_s = 103,09 \text{ cm}^2$).

b) L'espacement

$$S_t = \frac{2 \pi R}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 60}{20} = 18,84 = 20 \text{ cm}$$

XI.7.2.2. Ferrailage transversal

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

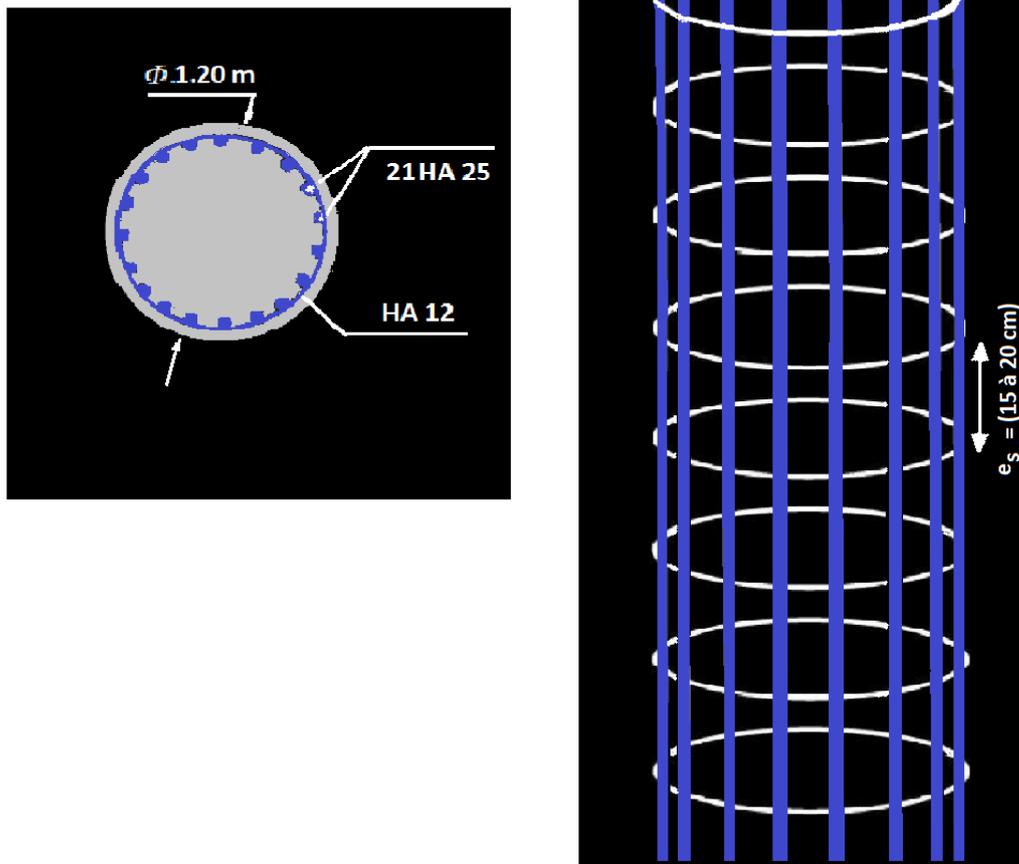


Fig. XI.15 : Ferrailage du pieu.

CHAPITRE XII

Étude de la Gulée

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:

$$H_{culée} = cote_{projet} - cote_{fondation}$$

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)	14,543	15,194
Cote de la fondation(m)	2,00	2,00
Hauteur de culées(m)	12,543	13,194
Hauteur de mur de front(m)	8,943	9,594

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 droite vers Tizi_ouzou), avec les réactions max obtenus à l'ELU (tous 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 :

$$h = \text{hauteur de voussoir sur culée} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui}$$

$$h = 3,20 \text{ m}$$

- L'épaisseur du mur est : $e = \max \left\{ 0,3 \text{ m} ; \frac{h}{8} \right\} = \{0,3 \text{ m} ; 0,427\}$

$$\Rightarrow e = 0,55 \text{ m}$$

- La longueur du mur garde grève est : **L = 13 m**

XII.3.2. Le mur de front

- La hauteur de mur frontale est : **h = 9,59 m**
- L'épaisseur de mur est : on prend l'épaisseur **e = 3,05 m**
- La longueur de mur frontale est : L= la largeur de tablier, donc **L = 13,00 m**.

XII.3.3. Les murs latéraux (murs cachent)

- La hauteur du mur est : **h = h_{MGG} - h_{Corniche}** (à l'extrémité encadrée) **h = 2,95 m**
- L'épaisseur du mur latéral est : **e = 2,35 m**.
- La longueur du mur latéral est : **L = 2,5 m**.

XII.3.4. Les murs en retour

- La hauteur de mur est : celle de la culée **h = 13,19m**
- L'épaisseur du mur en retour est : **e = 70cm**.
- La longueur de murs est : **L = 3.60m**.

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 $H = 13,19 \text{ m}$.

Donc : $L = \text{Min}\{6 \text{ m} ; \text{Max}(3 \text{ m} ; 5,32\text{m})\}$

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 $P = 3\%$.

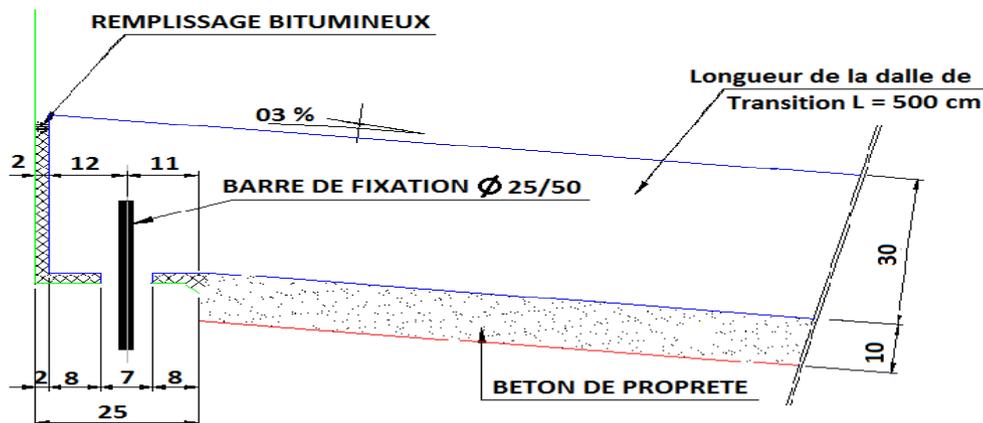


Fig. XII.1 : Dalle de transition.

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 : $B = 9,20 \text{ m}$. (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 pace des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier est : $L = (\text{largeur du pont} - 2 \times (\text{épaisseur de mur cache}))$

Donc :

- La longueur $L = 8,30 \text{ m}$.
- 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 $d = 55 \text{ cm}$.

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 **75 cm** et une hauteur de **25cm**.

La largeur de corbeaux est :

$$L = (\text{longueur du mur garde grève est} - 2 \times (\text{épaisseurs du mur en retour}))$$

$$\Rightarrow L = 11.60m.$$

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants:

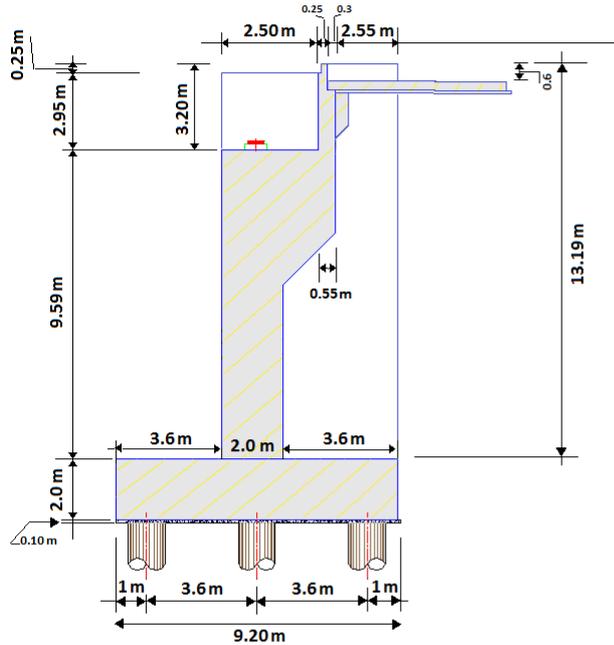


Fig.XII.2 Les dimension de la culée

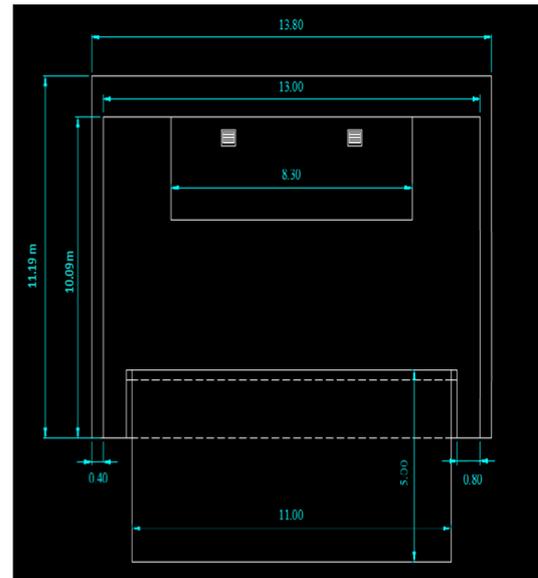


Fig.XII.3 Vue en plan de la culée

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

Dans les conditions normales

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2 (\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2 \cdot \cos^2 (a)} \times K \cdot \left(\frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)} \right)$$

Avec :

- $\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne.
- $\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton).
- $\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement.
- $\beta = 0$: Angle de talus.
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$
- K : coefficient caractérisant le séisme : $k = \sqrt{(\epsilon_H)^2 + (1 \pm \epsilon_V)^2}$.

$$\begin{cases} \epsilon_H = 0,1 & : \text{accélération du séisme dans le sens horizontal.} \\ \epsilon_V = 0,07 & : \text{accélération du séisme dans le sens verticale.} \end{cases}$$

- L'effort sismique horizontal : $H_S = \epsilon_H \times G$.
- L'effort sismique vertical : $V_S = (1 \pm \epsilon_V) \times G$.

En conditions sismiques on prend :

$$\begin{cases} \epsilon_H = 0,1 & \text{et} & \epsilon_V = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 & \text{et} & \epsilon_V = 0,00 \\ \epsilon_H = 0,1 & \text{et} & \epsilon_V = -0,07 \end{cases}$$

Pour les conditions normales :

$$\epsilon_H = \epsilon_V = 0,00 ; \quad K = 1 ; \quad \theta = \theta^\circ ; \quad K_{ah} = 0.33$$

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme :

Action du séisme	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	Cas N°1	0.00	0.00	1.00	0.00	0.333
Vertical + Horizontal	Cas N°2	0.10	0.07	1.075	5.34	0.420
Horizontal	Cas N°3	0.10	0.00	1.005	5.71	0.395
Vertical + Horizontal	Cas N°4	0.10	-0.07	0.935	6.14	0.374

Tab. XII.2: Récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme .

XII.4.2. Poussée des surcharges de remblai

L'intensité $q = 1t/m^2$, qu'on majore par 20 % :

$$P = q.S$$

Avec :

- S : surface de contact.
- Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur un largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Avec :

- $\gamma = 2,0 \text{ t} / \text{m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A.

$\{M_S$: désigne le moment stabilisant
 $\{M_r$: désigne le moment renversant

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation	Calcul des P	Efforts horizontaux $\epsilon_H \times P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) \cdot P$	Bras de levier « H »	Bras de levier « V »	Moment de renversement $M_R = F_H \times V$	Moment stabilisant $M_S = F_V \times H$
Mur de garde grève	$0,55 \times 3,20 \times 13 \times 2,5$	0	57,2	6,38	13,19	0	364,936
	57,2	5,72	61,2	6,38	13,19	75,447	390,456
	57,2	5,72	57,2	6,38	13,19	75,447	364,936
	57,2	5,72	53,19	6,38	13,19	75,447	339,352
Corbeau	$0,25 \times 11,60 \times 2,5$	0	7,25	6,78	14,41	0	49,155
	7,25	0,725	7,76	6,78	14,41	10,447	52,613
	7,25	0,725	7,25	6,78	14,41	10,447	49,155
	7,25	0,725	6,74	6,78	14,41	10,447	45,697
Mur frontal	$3,05 \times 9,59 \times 13 \times 2,5$	0	950,61	5,13	6,80	0	4876,63
	950,61	95,061	1017,15	5,13	6,80	646,415	5217,98
	950,61	95,061	950,61	5,13	6,80	646,415	4876,63
	950,61	95,061	884,06	5,13	6,80	646,415	4535,23
Mur cache	$(2,35 \times 3,0 \times 2,5 \times 2,5) \times 2$	0	88,13	4,85	13,01	0	427,43
	88,13	8,813	94,30	4,85	13,01	114,657	457,35
	88,13	8,813	88,13	4,85	13,01	114,657	427,43
	88,13	8,813	81,96	4,85	13,01	114,657	397,51
Mur en retour	$(0,8 \times 13,19 \times 3,6 \times 2,5) \times 2$	0	189,94	7,10	8,60	0	1348,574
	189,94	18,994	203,24	7,10	8,60	163,348	1443,004
	189,94	18,994	189,94	7,10	8,60	163,348	1348,574
	189,94	18,994	176,64	7,10	8,60	163,348	1254,144
Semelle	$2 \times 13,8 \times 9,2 \times 2,5$	0	634,8	4,60	1,0	0	2920,08
	634,8	63,48	679,23	4,60	1,0	63,48	3124,46
	634,8	63,48	634,8	4,60	1,0	63,48	2920,08
	634,8	63,48	590,36	4,60	1,0	63,48	2715,66

Sollicitation Désignation		Calcul des P	Efforts horizontaux $\epsilon_H \times P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V) \cdot P$	Bras de levier $\ll H \gg$	Bras de levier $\ll V \gg$	Moment de renversement $M_R = F_H \times V$	Moment stabilisateur $M_S = F_V \times H$
Dalle de transition		$0,3 \times 5 \times 11 \times 2,5$	0	41,25	9,15	14,44	0	377,437
		41,25	4,125	44,138	9,15	14,44	59,565	403,863
		41,25	4,125	41,25	9,15	14,44	59,565	377,437
		41,25	4,125	38,36	9,15	14,44	59,565	350,994
Poids des terres sur DT		$0,9 \times 5 \times 11,4 \times 2$	0	102,6	9,15	15,10	0	938,79
		102,6	10,26	109,78	9,15	15,10	154,926	1004,487
		102,6	10,26	102,6	9,15	15,10	154,926	938,79
		102,6	10,26	95,42	9,15	15,10	154,926	873,09
Poids des terres sur la semelle		$3,6 \times 11,4 \times 13,19 \times 2$	0	1082,63	6,80	8,60	0	7361,884
		1082,63	108,263	1158,41	6,80	8,60	931,036	7877,188
		1082,63	108,26	1082,63	6,80	8,60	931,036	7361,884
		1082,63	108,26	1006,84	6,80	8,60	931,036	6846,512
Poids des surcharges		$5 \times 11,4 \times 1,2$	0	68,4	9,15	12,40	0	625,86
		68,4	6,84	73,19	9,15	12,40	84,816	669,689
		68,4	6,84	68,4	9,15	12,40	84,816	625,86
		68,4	6,84	63,61	9,15	12,40	84,816	582,032
Poussé des terres	Mur + Mur GG Frontal	$0,5 \times 13,19^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,333$	701,11	/	/	4,50	3155,0	/
		$0,5 \times 13,19^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,420$	884,28	/	/	4,50	3979,26	/
		$0,5 \times 13,19^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,395$	831,65	/	/	4,50	3742,425	/
		$0,5 \times 13,19^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,374$	787,43	/	/	4,50	3543,435	/
	Semelle	$0,5 \times 2^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,333$	15,185	/	/	0,66	10,022	/
		$0,5 \times 2^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,420$	19,152	/	/	0,66	12,640	/
		$0,5 \times 2^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,395$	15,01	/	/	0,66	9,907	/
		$0,5 \times 2^2 \times 11,4 \times 2 \times 0,374$	17,05	/	/	0,66	11,253	/
Poussé des surcharges	Mur + Mur GG Frontal	$1,2 \times 13,19 \times 11,4 \times 0,333$	60,08	/	/	8,60	516,688	/
		$1,2 \times 13,19 \times 11,4 \times 0,420$	75,78	/	/	8,60	651,71	/
		$1,2 \times 13,19 \times 11,4 \times 0,395$	71,27	/	/	8,60	612,922	/
		$1,2 \times 13,19 \times 11,4 \times 0,374$	67,48	/	/	8,60	580,33	/
	Semelle	$1,2 \times 2 \times 13,80 \times 0,333$	11,03	/	/	1,0	11,03	/
		$1,2 \times 2 \times 13,80 \times 0,420$	13,91	/	/	1,0	13,91	/
		$1,2 \times 2 \times 13,80 \times 0,395$	13,08	/	/	1,0	13,08	/
		$1,2 \times 2 \times 13,80 \times 0,374$	12,38	/	/	1,0	12,38	/
Totaux	①	1109,68	3222,81			5996,90	19290,78	
	②	1315,40	3448,40			6961,68	20641,09	
	③	1253,29	3222,81	/	/	6682,49	19290,78	
	④	1206,62	2997,18			6451,54	17940,22	

Tab.XII3: 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**

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5 \rightarrow \text{condition normale}$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,0 \rightarrow \text{condition sismique}$$

❖ **Stabilité au glissement**

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \phi \geq 1,5 \rightarrow \text{condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \phi \geq 1,5 \rightarrow \text{condition sismique}$$

Cas	V(t)	H(t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \phi$
1	3222,81	1109,68	5996,90	19290,78	3,217	1,67
2	3448,40	1315,40	6961,68	20641,09	2,965	1,51
3	3222,81	1253,29	6682,49	19290,78	2,886	1,48
4	2997,18	1206,62	6451,54	17940,22	2,780	1,43

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 arme.

XII.5.1.1. Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève

a) Poussée des terres

$$M_{Pt} = p \times \frac{h}{3}$$

Avec :

- $P = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$
- $K_a = 0,33$: coefficient de poussée.
- $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$: poids volumique du remblai
- $h = 3,20 \text{ m}$: hauteur du mur garde grève.

Donc: $M_{Pt} = 3,61 \text{ t.m}$

$$M_{PtU} = 1,35 \times 3,61 = 4,87 \text{ m.t à l'ELU}$$

$$M_{ptser} = 3,61 \text{ m.t à l'ELS}$$

b) Moment dû à la poussée des charges locales

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_C (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 × 0.75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Les rectangles sont de dimension 0.25 × 0.75m²

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ est 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 :

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \left(\frac{h-x}{0,25+x} \right) dx$$

Avec :

- $K = K_{ah} \times B_c \times \delta \times \mu$
- $K_{ah} = 0,333$
- $B_c = 0,95$: pour un pont de première classe avec de trois voie chargées.
- $\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).
- μ : Coefficient de pondération $\mu = \begin{cases} \delta = 1,6 & \text{à l'ELU} \\ \delta = 1,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

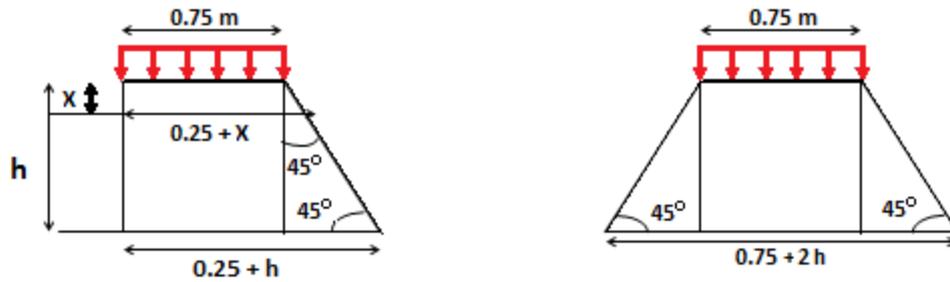


Fig. XII. 5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Dans ce cas on a :

$$\int_0^h \left(\frac{h-x}{0,25+x} \right) dx = [(h + 0,25) \times \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$

$$\int_0^{3,55} \left(\frac{h-x}{0,25+x} \right) dx = 6,79$$

Or :

$$K = 0,333 \times 0,95 \times 1 \times \mu$$

$$\begin{cases} K = 0,51 & \text{à l'ELU} \\ K = 0,38 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Donc :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \times 6,32$$

$$\begin{cases} M_{pu} = 5,41 \text{ t.m} & \text{à l'ELU} \\ M_{ptser} = 4,03 \text{ t.m} & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

c) Moment dû à la force de freinage du camion B_c

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h}$$

Avec :

$$\mu : \text{Coefficient de pondération} \quad \mu = \begin{cases} \delta = 1,6 & \text{à l'ELU} \\ \delta = 1,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

On considère un essieu d'un camion B_c 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 suivante des directions à 45%.

$$\begin{cases} M_{fu} = \frac{2 \times 1,6 \times 6 \times 3,20}{(0,25 + (2 \times 3,20))} = 9,23 \text{ m.t} \\ M_{fser} = \frac{2 \times 1,2 \times 6 \times 3,20}{(0,25 + (2 \times 3,20))} = 6,92 \text{ m.t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{fu} = 9,23 \text{ m.t} & \text{à l'ELU} \\ M_{fser} = 6,92 \text{ m.t} & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

d) Combinaison d'action

❖ A l'ELU

$$M_u = 1,35M_G + 1,6 M_Q$$

$$M_u = 4,87 + (5,41 + 9,23) = 19,51 \text{ t.m}$$

❖ A l'ELS

$$M_{Ser} = 1,0 M_G + 1,2 M_Q$$

$$M_{Ser} = 3,61 + (4,03 + 6,92) = 14,56 \text{ t.m}$$

XII.5.1.2.Ferraillage

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée 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 :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \quad h = 0,55 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 h = 0,49 \text{ m}.$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section : $A_S = 16,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, la vérification à l'ELS a donné une section de $22,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on prend :

$$7\text{HA}20/\text{ml}, \text{ pour } A_S = 22,58 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } e_s = 12 \text{ cm}$$

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$
- $A_{\min} = 0,23 \frac{2,22 \times 1 \times 0,49}{400}$

$$A_{\min} = 6,25 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_S > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: **7HA12**, avec même espacement que la nappe inférieure espacement de **12 cm**.

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_S}{3} = \frac{22,58}{3} = 7,52 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend

7HA12 (7.92 cm²/ml), avec même espacement que la nappe inférieure $e_s = 12 \text{ cm}$

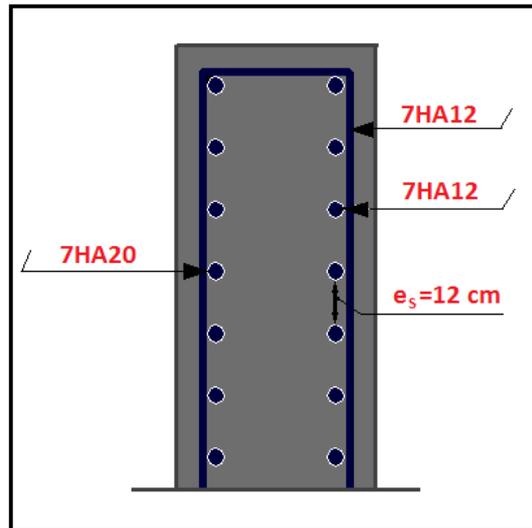


Fig. XII.6 : Ferrailage du mur garde grève.

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 : $0.3 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$
- Revêtement : $2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$
- Remblai : $2,0 \times 0.6 \times 1 = 1,20 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $1,20 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai)

Type de charge	Q (t/ ml)	M (t. m/ m ²)	T(m)
Poids propre	0,75	2,34	1,875
Revêtement	0,176	0,55	0,44
Remblai	1,20	3,75	2,70
Surcharges	1,20	3,75	3,0

Tab. XII. 5: Evaluation des efforts.

❖ Combinaison d'action

A P.E.L.U

- Moment

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q \\ M_u = 1,35(2,34 + 0,55 + 3,75) + 1,6(3,75) = 14,964 \text{ t. m} \end{cases}$$

- Effort tranchant

$$\begin{cases} T_u = 1.35T_G + 1.6 T_Q \\ T_u = 1,35(1,875 + 0,44 + 2,7) + 1,6(3,0) = 11,57 \text{ t} \end{cases}$$

A P.E.L.S

- Moment

$$\begin{cases} M_{ser} = 1.0 M_G + 1.2 M_Q \\ M_{ser} = 6,64 + 1,2 (3,75) = 11,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant

$$\begin{cases} T_{ser} = 1.0 T_G + 1.2 T_Q \\ T_{ser} = 5.02 + 1,6(3,0) = 9,82 \text{ t} \end{cases}$$

XII.5.2.2.Ferraillage

a) Ferraillage verticale

Ce ferraillage se fait en flexion simple.
On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \quad h = 0,30 \text{ m}; \quad b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 h = 0,27 \text{ m.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section: $A_S = 20,06 \text{ cm}^2$, la vérification à l'ELS a donnée une section de $25,61 \text{ cm}^2$
Donc on prend

$$5\text{HA}25 / \text{ml, pour } A_S = 25,61 \text{ cm}^2 / \text{ml, avec espacement } e_s = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,2 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \frac{2,22 \times 1 \times 0,27}{400}$$

$$A_{min} = 3,45 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_S > A_{min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:
5 HA16/ml, avec même espacement que la nappe inférieure, $e_s = 15 \text{ cm}$

c) Vérification à l'effort tranchant : (fissuration très préjudiciable)

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

- τ_u : Contrainte tangentielle.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,1157}{1 \times 0,27} = \mathbf{0,43 \text{ MPa}}$$

- V_u : Valeur de l'effort tranchant a l'ELU.

Pour les armatures droites :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 4 \text{ MPa} ; 0,10f_{c28} \} = \mathbf{2,7 \text{ MPa.}}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{V_u}{0,8 \times d \times f_e} = \frac{0,1157 \times 1}{0,8 \times 0,27 \times 400} = \mathbf{0,133 \text{ cm.}}$$

Avec :

- S_t : C'est l'espacement entre les armatures.
- $S_t = \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = 24,3 \text{ cm.}$ Soit $S_t = \mathbf{20 \text{ cm.}}$
- $A_t = 20 \times 0,133 = \mathbf{2,7 \text{ cm}^2}$

d) Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4 b}{f_e} = \frac{0,4 \times 100}{400} = \mathbf{0,10 \text{ cm.}}$$

Avec :

- $S_t = 20 \text{ cm}$ et $A_t > 2,7\text{cm}^2$.

Soit : Deux cadres de HA16 pour $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

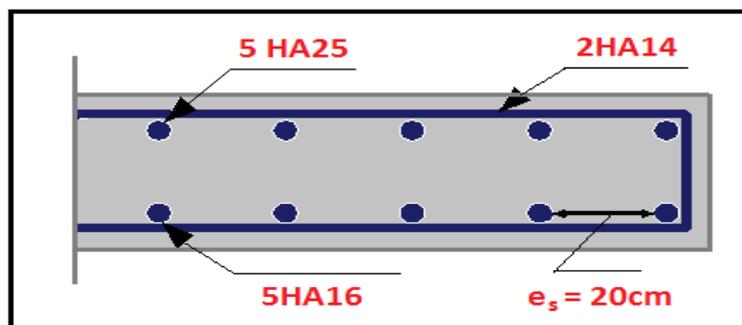


Fig. XII. 7 : Ferrailage de la dalle de transition

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 : $\rightarrow R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,3 \times 5 \times 2,5}{2} = 1,88 \text{ t}$
- Réaction des poids des terres : $\rightarrow R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,6 \times 5 \times 2,0}{2} = 2,70 \text{ t}$
- Réaction due au revêtement : $\rightarrow R_1 = \frac{P \times L}{2} = \frac{0,08 \times 5 \times 2,2}{2} = 0,44 \text{ t}$
- Poids propre du corbeau : $\rightarrow R_1 = 0,25 \times 2,5 \times 1 = 0,55 \text{ t}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai $\rightarrow R_1 = \frac{q \times L}{2} = \frac{5,0 \times 1,2}{2} = 3,0 \text{ t}$

❖ Combinaison d'action

Réactions

$$\begin{cases} R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = 12,32 \text{ t} \\ R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = 9,17 \text{ t} \end{cases}$$

Moments

$$\begin{aligned} M_{ELU} &= [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times 0,14 = 1,73 \text{ t.m} \\ M_{ELS} &= [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5)] \times 0,14 = 1,29 \text{ t.m} \end{aligned}$$

XII.5.3.1. Ferrailage

a) Ferrailage verticale

Ce ferrailage se fait en flexion simple.
On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \quad h = 0,25\text{m}; \quad b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 h = 0,225 \text{ m.}$$

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 $A_s = 6,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de **15 cm**.

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$
- $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,225}{400}$

$A_{\min} = 2,90 \text{ cm}^2$ donc $A_s > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_S}{3} = \frac{6,80}{3} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **3HA10/ml** ($2,36 \text{ cm}^2$).
 D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barre de fixation de **HA25/50** tous les **1 m**.

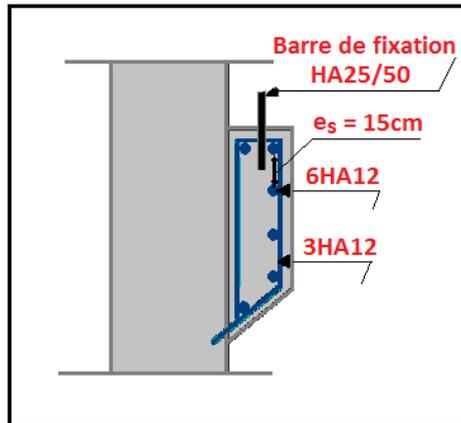


Fig. XII. 8 : Ferrailage du corbeau.

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

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma h^2 = \frac{1}{2} [0,333 \times 2,0 \times 13,19^2] = 57,93 \text{ t}$
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 0,333 \times 1,2 \times 13,19 = 5,27$
- Poussée de la surcharge concentrée : $P_{sc} = 2 \text{ t}$

a.1) Détermination des moments

- Poussée des terres : $M_t = 57,93 \times \left(\frac{13,19}{3}\right) = 254,69 \text{ t.m}$
- Poussée des surcharges de remblais : $M_{sr} = 5,27 \times 2,50 = 13,17 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2 \times 13,19 = 26,38 \text{ t.m}$

❖ Les combinaisons

A L'ELU: $M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 407,11 \text{ t.m}$

A L'ELS: $M_u = 1.0M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 302,15 \text{ t.m}$

b) Efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 0,7 \times 13,19 \times 3,60 \times 2,5 = 87,57 \text{ t}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \text{ t}$
- Poids de la superstructure: $P_{su} = 0,7 \times 0,08 \times 2,2 = 0,12 \text{ t}$.

b.1) Détermination des moments

- Poids propre du mur : $M_G = 87,57 \times 6,6 = 577,96 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 4 \times 6,6 = 26,40 \text{ t.m}$
- Poids de la superstructure : $M_{su} = 0,14 \times 13,19 = 1,85 \text{ t.m}$

❖ Les combinaisons

A L'ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.6 (M_{sc} + M_{su}) = 825,44 \text{ t.m}$

A L'ELS: $M_u = 1.0M_G + 1.2 (M_{sc} + M_{su}) = 611,86 \text{ t.m}$

a) Ferrailage verticale

Ce ferrailage se fait en flexion simple, et les fissurations sont considérées préjudiciables. On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \quad h = 0,70\text{m}; \quad b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 h = 0,63 \text{ m.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **SOCOTEC**. On trouve à l'ELU une section: $A_s = 38,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, la vérification à l'ELS a 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 $e_s = 12 \text{ cm}$

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$
- $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 0,63}{400}$

$A_{min} = 8,04 \text{ cm}^2$ donc $A_s > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend: **7HA20/ml (21,99 cm²/ml)**, avec même espacement que la nappe inférieure, $e_s = 12 \text{ cm}$.

c) 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 (21.99cm²), avec un espacement, e_s = 12 cm.

d) Ferrailage de suspension

$$M_u = 31,3 \text{ t. m/ml.}$$

Ce ferrailage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \quad h = 0,70 \text{ m}; \quad b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 h = 0,63 \text{ m.}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section: A_S = 29,10cm², la vérification à l'ELS a donnée une section de 48,25 cm²)
Donc on prend

6HA32/ml, pour A_S = 48,25 cm²/ml, avec espacement de 11 cm .

NOTA :

D'après S.T.R.A on dispose transversalement des armatures droites des cadre HA10 chaque 30cm

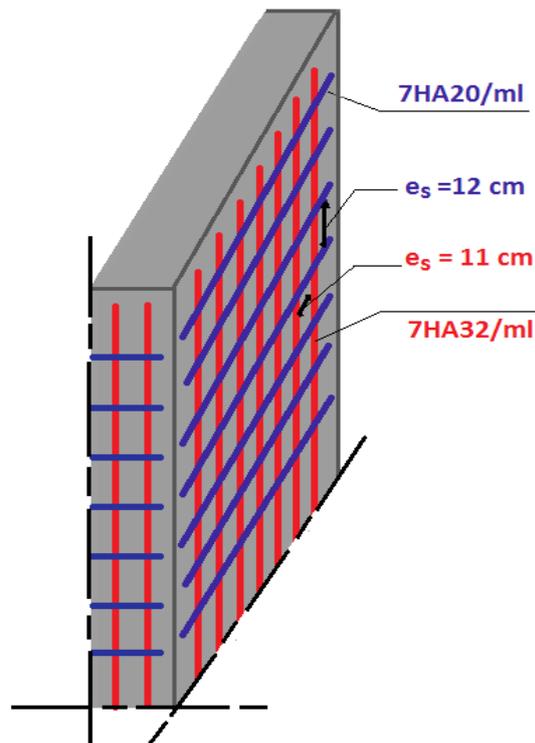


Fig. XII. 9 : Ferrailage du Mur en retour.

XII.5.5. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travail 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 B_C .

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)	$\epsilon_H \times P$	$(1 + \epsilon_V) \cdot P$	H (m)	V (m)	M_R (t. m)	M_s (t. m)
Poids propre du tablier	CN	2609,3	0	2609,3	1,5	9,59	0	3913,95
	CSH+V+		260,93	2791,95	1,5	9,59	2502,3	4187,93
Mur garde grève	CN	57,2	0	57,2	1,25	11,19	0	71,50
	CSH+V+		5,72	61,04	1,25	11,19	64,0	76,30
Corbeau	CN	7,25	0	7,25	2,42	12,67	0	17,54
	CSH+V+		0,725	7,758	2,42	12,67	9,18	18,77
Mur de front	CN	950,61	0	950,61	0	4,795	0	0
	CSH+V+		95,061	1017,15	0	4,795	455,81	0
Poids de dalle de transition	CN	41,25	0	41,25	4,025	12,44	0	166,03
	CSH+V+		4,125	44,137	4,025	12,44	51,32	177,65
Les deux murs en retour	CN	189,94	0	189,94	2,80	6,60	0	531,83
	CSH+V+		18,994	203,23	2,80	6,60	125,36	569,04
Les deux murs cachent	CN	88,13	0	88,13	0,275	11,19	0	22,86
	CSH+V+		8,813	94,30	0,275	11,19	98,62	25,93
Poids des terres sur DT	CN	102,6	0	102,6	4,025	12,89	0	412,97
	CSH+V+		10,26	109,78	4,025	12,89	132,25	441,86
freinage du à B_c	CN	30	30	/	/	13,19	395,5	/
	CSH+V+		0	/	/	13,19	0	/
Poussée des terres Mur GG + Mur frontal	CN	1583,7	701,11	/	/	2,35	1647,61	/
	CSH+V+		884,28	/	/	2,35	2078,06	/
Poussée des sur charge Mur GG + Mur frontal	CN	161,32	60,08	/	/	6,60	396,53	/
	CSH+V+		75,78	/	/	6,60	500,15	/
Total	CN	5631,36	791,19	4046,28	/	103,5	2439,64	5136,68
	CSH+V+		1364,69	4329,32	/	103,5	6017,01	5497,48

Tab. XII. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations .

c.1.Récapitulatif des efforts

Le calcul se fait par un mètre linéaire

❖ **Condition normale**

▪ Effort normal : $N(t) = \sum(1 + \epsilon_v)P = 4329,32t$

Effort normal a l'ELS : $N_{ELS} = \frac{4329,32t}{13} = 333,02 t$

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 449,58 t$

▪ Moment: $\sum M_s - \sum M_R = |-519,53| = 519,5 t.m$

Moment a l'ELS: $M_{ELS} = \frac{519,5}{13} = 39,96 t.m$

Moment a l'ELU: $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 53,95 t.m.$

❖ **Condition sismique**

▪ Effort normal : $N(t) = \sum P_t = 5631,36 t$

Effort normal a l'ELS : $N_{ELS} = \frac{5631,36}{13} = 433,18 t$

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1,35 \times N_{ELS} = 584,8 t$

▪ Moment: $\sum M_s - \sum M_R = 2697,04 t.m$

Moment a l'ELS: $M_{ELS} = \frac{2697,04}{13} = 207,46 t.m$

Moment a l'ELU: $M_{ELU} = 1,35 \times M_{ELS} = 288,07 t.m$

Combinaison conditions	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
M (t.m)	53,95	288,07	39,96	207,46
N (t)	449,58	584,8	333,02	433,18

Tab. XII. 7 : Sollicitations à la base du voile.

XII.5.5.4.Ferraillage

a) Ferraillage verticale

Ce ferraillage se fait en flexion simple.

On a comme données :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 3,05 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h = 2,745 \text{ m}.$

On remarque que la condition la plus défavorable est la Condition sismique, donc on va ferrailler avec la condition sismique.

$$\begin{cases} M_u = 288,07 \text{ t.m} \\ N_u = 584,8 \text{ t} \end{cases}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel SOCOTEC. On trouve à l'ELU une section: $A_s = 20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$,

Donc on prend : **5HA25/ ML**, pour $A_s = 20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de **15 cm**.

b) Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$
- $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,22 \times 1 \times 2,745}{400}$

$A_{\min} = 35,04 \text{ cm}^2$ donc $A_s < A_{\min} \Rightarrow$ **La condition de non fragilité n'est pas vérifiée**

On va ferrailer avec la section trouvée à la vérification de la condition de non fragilité donc on prendre **8HA25/ml (39,27 cm²)**, cm² un espacement de **12 cm**.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

8HA20/ml (25,13 cm²), avec même espacement que la nappe inférieure, espacement de **12 cm**.

c) Les armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_s}{3} = \frac{39,27}{3} = 13,09 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend **7HA16/ml (14,07 cm²)**, avec un espacement, $e_s = 15 \text{ cm}$

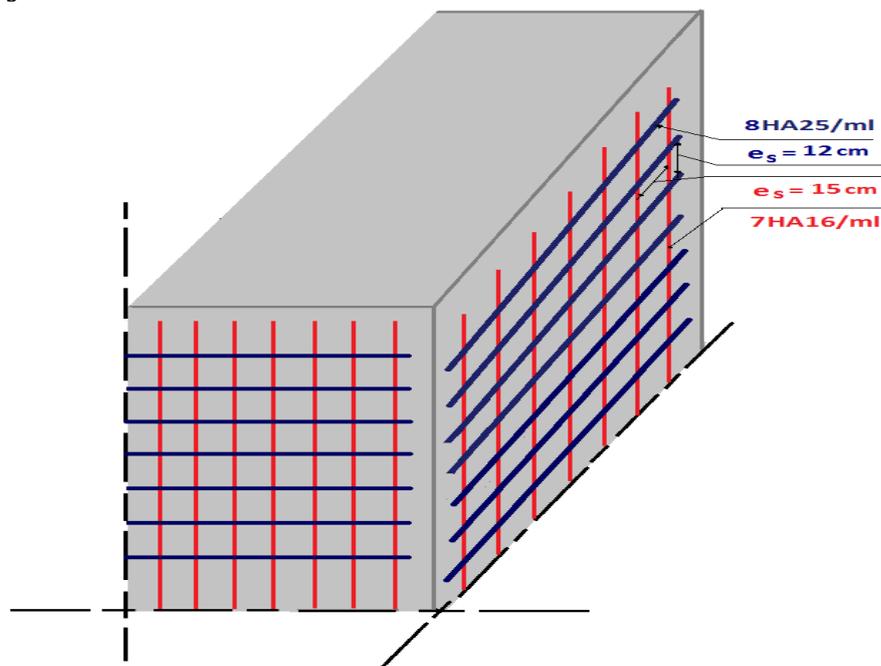


Fig. XII. 10 : Ferrailage du Mur frontal en 3 D.

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)	M _S (t. m)	M _S (t. m)
1	3222,81	1109,68	5996,90	19290,78
2	3448,40	1315,40	6961,68	20641,09
3	3222,81	1253,29	6682,49	19290,78
4	2997,18	1206,62	6451,54	17940,22

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 = 9,20 m.**
- L'épaisseur de la semelle est : **e = 2 m.**

• La Condition normale

$$\begin{cases} N_{\max} = 1109,68 \text{ t} \\ M_{\max} = 19290,78 - 5996,90 = 13293,88 \text{ t.m} \end{cases}$$

• La Condition sismique

$$\begin{cases} G (1 \pm 0,07) \\ N_{\max} = 1315,40 \text{ t} \\ M_{\max} = 20641,09 - 6961,68 = 13679,41 \text{ t.m} \end{cases}$$

b) Détermination du nombre des pieux

❖ Capacité portante des pieux

- Effort maximal = **1315,40 t**

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à **1096,3 t** a l'ELS pour un pieu de **12 m** de profondeur (**120,6 t** pour **1m** de profondeur)
Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{1315,40}{91,36} = 14,39$$

D'après ce calcul, on prendre un nombre de pieux égal à **16** de diamètre **Ø 1,2 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

$$N_1 = \frac{1109,68}{16} + \frac{13293,88 \times 2,4}{((2,4)^2 \times 16)} = 415,55 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1109,68}{16} - \frac{13293,88 \times 2,4}{((2,4)^2 \times 16)} = -276,84 \text{ t}$$

❖ Condition sismique

$$N_1 = \frac{1315,40}{16} + \frac{13679,41 \times 2,4}{((2,4)^2 \times 16)} = 438,44 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1315,40}{16} - \frac{13679,41 \times 2,4}{((2,4)^2 \times 16)} = -274,02 \text{ t}$$

XII.5.6.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

a) Armatures transversales inférieures

La Condition de la méthode $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3,6}{2} - \frac{3,05}{4}} = 1,93 \Rightarrow \alpha = 62,61^\circ \geq 45^\circ \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{3,6}{2} - \frac{3,05}{4} = 1,03 < 1,50 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

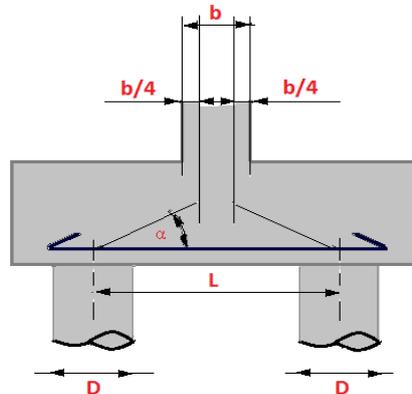


Fig. XII. 11 : la semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

❖ Condition normale

$$\overline{\sigma}_\alpha = \frac{2}{3} \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma}_\alpha} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{h} = \frac{415,55}{26700} \times \frac{1,03}{1,95} = 0,008221\text{m}^2 \\ A_1 = 82,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Condition sismique

$$\overline{\sigma}_\alpha = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma}_\alpha} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{h} = \frac{415,55}{40000} \times \frac{1,03}{1,95} = 0,00549\text{m}^2 \\ A_1 = 54,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La condition la plus défavorable est la **Condition normale**, alors la section a adoptée est

$$A_{ti} = 82,21\text{cm}^2, \text{ on prend } 18\text{HA}25 (A_{ti} = 88,36 \text{ cm}^2)$$

• Espacement

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Avec :

- n : Nombre de barre = 18 barres.
- d : Enrobage = 5 cm.
- Φ: Diamètre de pieu = 1,2m

Donc :

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{18 - 1}$$

$$S_t = 18 \text{ cm.}$$

b) Armatures longitudinales inférieures

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_{li} = \frac{A_{ti}}{3} = \frac{88,36}{3} = 29,45 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA25 , ($A_{li} = 29,45 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm.}$

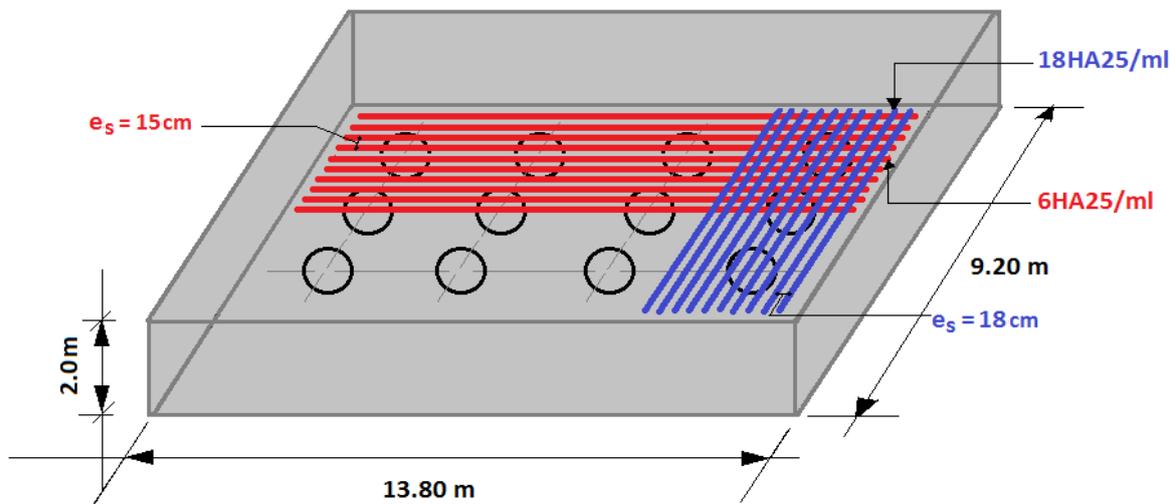


Fig. XII. 12 : Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.

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 :

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{88,36}{10} = 8,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5 HA16/ml, ($A_{ts} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

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 :

$$A_{ls} = \frac{A_{li}}{10} = \frac{29,45}{10} = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 3 HA14/ml, ($A_{ls} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement $S_t = 30 \text{ cm}$.

d) Armatures latérales

$$A_{lt} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{88,36}{10} = 8,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5 HA16/ml, ($A_{lt} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

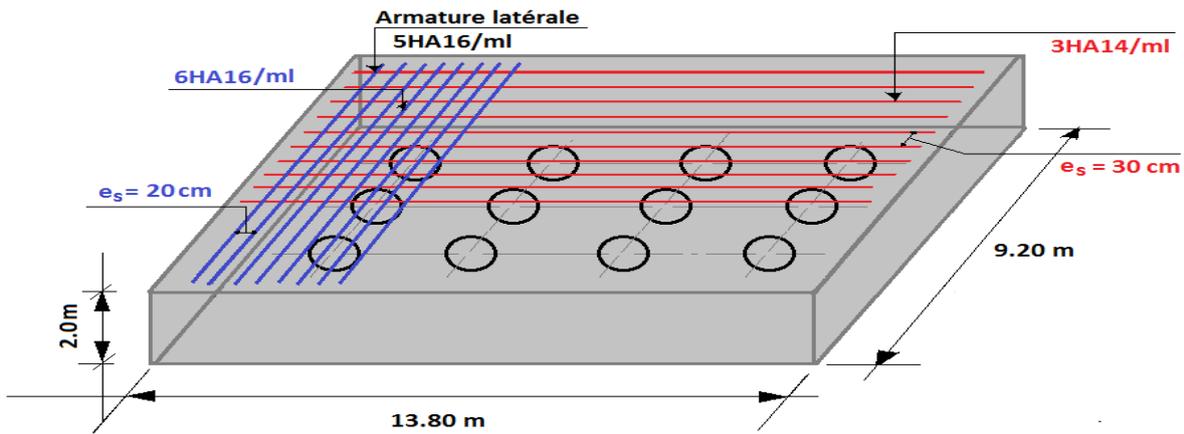


Fig. XII. 13 : Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle

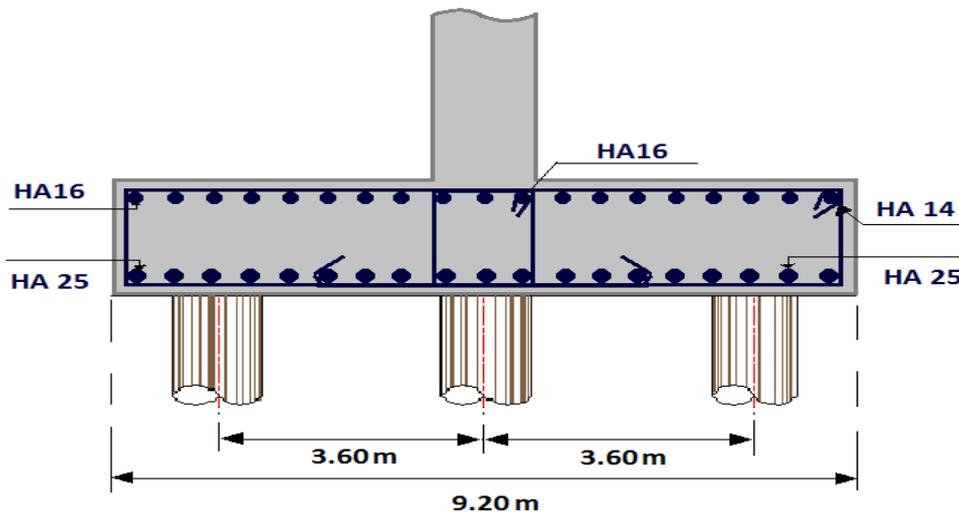


Fig. XII. 14 : Ferrailage de la semelle

XII.5.7. Etude et ferrailage des pieux

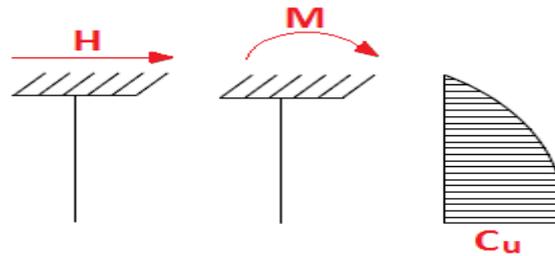
XII.5.7.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{eme} degré :

$$EI \frac{dy^4}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

- **b** : diamètre des pieux,
- **C_u** : module de réaction du sol,
- **y** : déplacement en tête des pieux.



Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad ; \quad \alpha : \text{longueur élastique du pieu.}$$

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 λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad ; \quad \lambda : \text{Coefficient d'amortissement du module de WARNER.}$$

Avec :

- $b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm.}$
- $C_u = 3,5 \text{ Kg/cm}^3.$
- E : module d'élasticité du béton
 $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33\,000 \text{ MPa}$
- I : moment d'inertie du

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14 \times (1,2)^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{35 \times 1,2}{4 \times 33\,000 \times 0,1017}\right)} = 0,237 \text{ m}^{-1}.$$

Donc :

$$\lambda_L = 0,237 \times 12 = 2,844 \text{ m.}$$

XI.7.1.2. Effort horizontal maximum en tête du pieu

❖ Condition normale

$$H = 3222,81 \text{ t.}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{16} = \frac{3222,81}{16} = 201,42 \text{ t/pieu.}$$

❖ Condition sismique

$$H = 3448,40 \text{ t}$$

$$\bar{P} = \frac{H}{16} = \frac{3448,40}{16} = 215,52 \text{ t/pieu.}$$

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 :

$$EI_{\theta} = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

- \bar{M} : Moment en tête du pieu ;
- \bar{p} : Effort horizontal en tête du pieu ;
- λ : Coefficient d'amortissement égale à $\frac{1}{\alpha}$
- $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de **WARNER** en fonction de λ_L .

$$M(Z) = EI_{\theta} = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{p}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \bar{M} = - \left(\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda} \right)$$

❖ Détermination des coefficients $\chi_{\theta P}, \chi_{\theta M}$

$$\begin{cases} \lambda_L = 2 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.35 ; \chi_{\theta M} = 1.69 \} \\ \lambda_L = 3 & \Rightarrow \{ \chi_{\theta P} = 1.16 ; \chi_{\theta M} = 1.48 \} \end{cases}$$

Donc :

$$\lambda_L = 2.9 \quad \Rightarrow \quad \{ \chi_{\theta P} = 1.19 ; \chi_{\theta M} = 1.513 \}$$

❖ Condition normale

$$\bar{p} = 201,42 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -655,53 \text{ t.m}$$

❖ Condition sismique

$$\bar{p} = 215,52 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -701,42 \text{ t.m}$$

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.

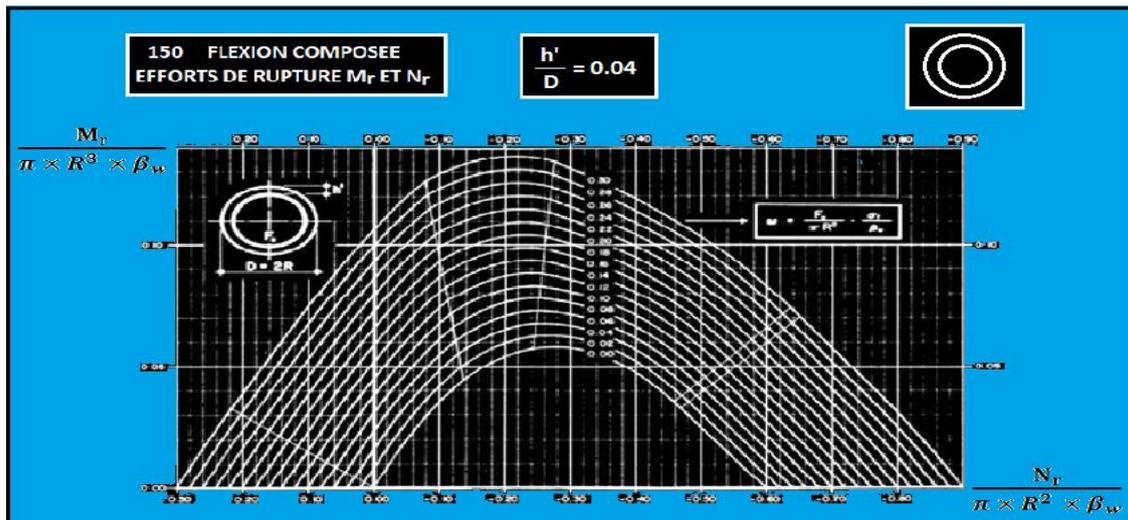


Fig. XI.14 : Abaque de Walther.

a) Données d'entrée de l'abaque

$$\begin{cases} N_{\min} = -201,42 \text{ t} \\ M_{\max} = -701,42 \text{ t.m} \end{cases}$$

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,12} = 0,04$$

Avec:

- **D** : diamètre du pieu ;
- **h'** : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{-701,42}{3,14 \times 0,6^2 \times 1,2 \times 2700} = -0,191 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{-201,42}{3,14 \times 0,6^2 \times 2700} = 0,056 \end{cases}$$

Où :

- **β_w** : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2$).
- **R** : rayon du pieu.
- **Mr** = $M_{\max} = -701,42 \text{ t.m}$.
- **Nr** = $N_{\max} = -201,42 \text{ t.m}$.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0,12$

- **ω** : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :

- **F_a** : la section des armatures ;
- **σ_f** = 400 MPa (on utilise des FeE400).

$$\begin{cases} \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,12 \\ F_a = \frac{0,12 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,12 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 27}{400} = 91,562 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on prend **19 HA Φ25** ($A_s = 92,21 \text{ cm}^2$).

b) L'espacement

$$S_t = \frac{2 \pi R}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 60}{19} = 19,83 = 20 \text{ cm}$$

XI.7.2.2. Ferrailage transversal

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

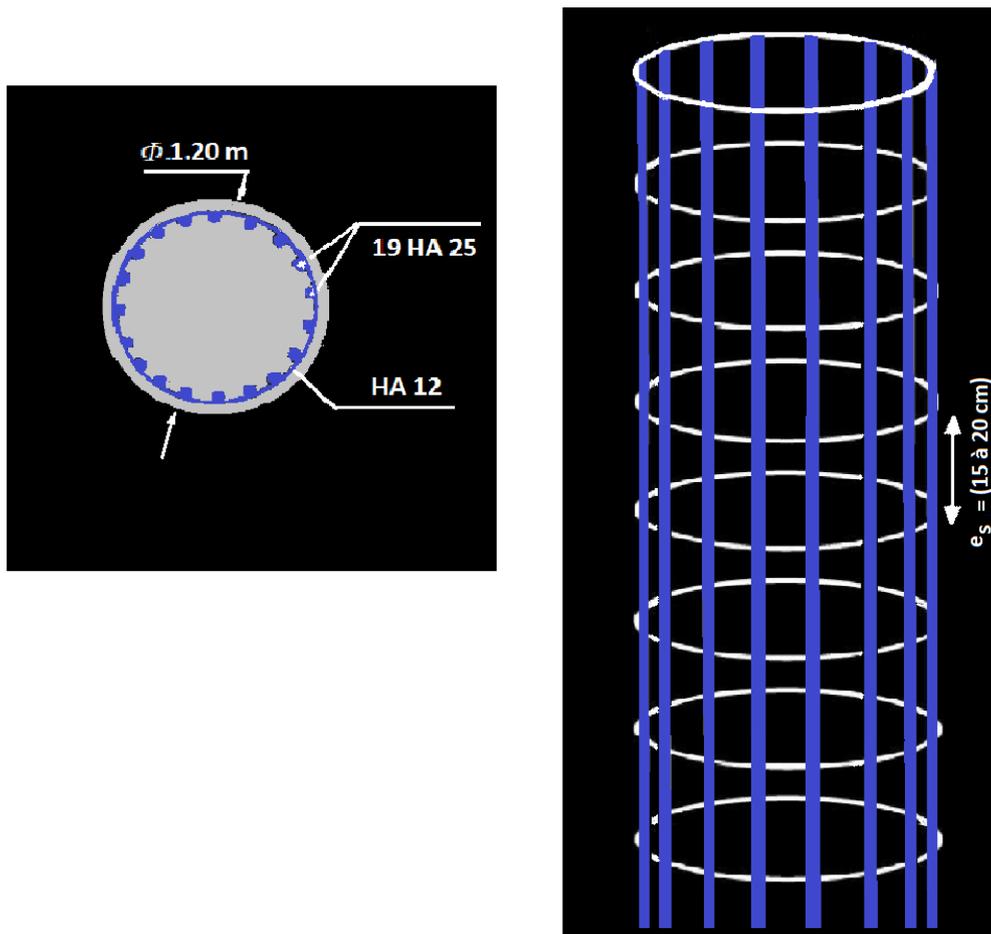


Fig. XI.15 : Ferrailage du pieu.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de fin d'étude est une opportunité permettra à l'étudiant d'améliorer ces connaissances acquises durant leur parcours universitaire et en parallèle est une intégration harmonieuse à le domaine professionnel, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur l'esprit bâtisseur d'un ingénieur et le sens des dispositions constructives.

L'exécution de ce projet consiste à savoir la conception et la technique d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place, et de maîtriser les différentes phases reliées l'implantation d'un ouvrage d'art. Ainsi l'instrument principale de cette approche est d'utiliser l'apprentissage supervisé pour exploiter au mieux les différentes données liées au site et bien apprécier toutes les méthodes de calculs, et soucieux de détail pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique.

L'ensemble des opérations réparties sur les chapitres de ce mémoire m'ont permis d'acquiescer les différents matériaux à utiliser et de raisonner sur quel critère est fondé le dimensionnement de chaque élément, à travers des chapitres distincts : généralités, données naturelles et fonctionnelles, pré dimensionnement, charges et sur charges, équipement, appuis (piles et culées), fondations...etc.

La modalisation par logiciel Robot s'attache également à savoir faire introduire les différentes charges et combinaisons agissant sur l'ouvrage, et déduire les sollicitations les plus défavorables, ainsi cette étape est un moyen pour spécifier le précontraint nécessaire et répondre à la ferraille de calcul structural.

En fin, ce projet est une expérience qui m'a permis d'améliorer mes compétences et de compléter les connaissances acquises tout au long de ma formation au sein de l'MMTO, et avoir un ordre de grandeur très important dans le domaine de génie civil.

Bibliographique

BIBLIOGRAPHIE

- “Les ponts historique et technique ” - **DAVID BENNATT - 1982** ;
- “**Document technique règlementaire**”- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art (RPOA) - **2008** ;
- “**construction par encorbellement des pont en béton précontrainte**”- **J.MATHIVAT- EYROLLES-1978** ;
- *Conception des ponts* : **J.A CALGARO**. - *Presses de l’école nationale des ponts et chaussée - 2002* ;
- “**Texte et documents essentiels relatifs aux ouvrages d’ars**” -*Répertoire- SETRA1993* ;
- “**La précontrainte**” – **R. LACROIX, J. PERCHAT, R. CHAUSSIN, A. FUENTES** - *Presses des ponts et chaussées - 1992* ;
- “**Ponts en béton précontrainte : le problème des zones d’ancrage**”-*Note d’information n °4 - SETRA - 1987* ;
- “**Le béton précontraint aux états limites** ”: **HENRY THONIER**. -*Presses de l’école nationale des ponts et chaussée. Paris- 1992* ;
- “**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- 1999* ;
- “**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- 1994*;
- “**Le fascicule n° 62 titre V du CCTG** ”: -*Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil - Septembre 1993* ;
- “les joints des voussoirs dans les ponts en béton précontrainte” - **A. CHABERAT, B. CRETON**- 1992 ;
- “**Règles B.P.E.L 91, EYROLLES**”- 1993 ;
- “**Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 EYROLLES**” - 2000 ;
- “**Dynamique des soles**”- **A. PECKER**-*Presses des ponts et chaussées-1984* ;
- “**Projet et construction des ponts** : **J.A CALGARO**. ” -*Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l’école nationale des ponts et chaussée- 2000* ;

- **LOGICIELS**

- AutoCAD 2012.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.
- Socotec : Logiciel de calcul et ferrailage.

- **SITES INTERNET**

- *www.Setra.fr*
- *www.Freyssinet.com*

- **THESES**

- “Mémoires de fin d’étude de UMMTO”,-Promotion- 2010encadré par Pr : K. AIT TAHAR,-Promotion- 2012 encadré par Mr : A.OUGUEMAT, -Promotion- 2013 encadré par Mr : A. ADJRAD