

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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



Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en
Travaux Publics Option : Voies et Ouvrages d'Arts

THÈME :

Etude d'un pont à poutres multiples en béton
Précontraint par post-tension.

Proposé par : L'AGENCE NATIONALE DES
AUTOROUTES(ADA)

Présenté par :

- ❖ **M. KAIS FARID**
- ❖ **M. BENTOUATI MAHDI**

Membres de jury :

Encadré par : M^{me} BELHOUCINE Malika

Présidente du jury : M^{me} HELLAL Ourida

Examineur : M^{me} MILOUDI Nassima

Promotion 2022/2023

Remerciements

Avant tous, nous remercions Dieu de nous avoir accordé la santé, le courage et la volonté pour finir ce travail.

Nous remercions nos familles pour les aides et le temps qu'ils ont consacrés pour nous.

Nous remercions aussi notre promotrice M^{me} Belhocine ; Ep : Idiri, pour avoir accepté d'encadrer et de diriger ce travail, qui nous a transmis une partie de son savoir, sa passion et son gout du travail bien fait. Nous la remercions également pour sa simplicité, son écoute, sa patience et ses précieux conseils. C'était un énorme plaisir pour nous de travailler avec elle sur ce sujet.

Nous remercions nos camarades, spécialement nos amis notre groupe de VOA, pour l'aide, le temps et la bonne humeur, que nous avons partagé durant notre formation, dans lesquels nous avons préparés et finis ce travail.

Nous remercions aussi nos enseignants qui ont contribués à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.

Nous tenons d'autres part à remercier nos respectables membres de jury, d'avoir accepté dévaluer notre modeste travail.

Farid & Mahdi

Dédicaces

Je dédie ce travail.

À ma très chère mère, à mon père.

À mes frères et tous mes cousins.

À toute ma famille.

À toute la Promotion VOA 2022 /2023.

*À mes amies, à tous ceux qui nous ont soutenus, aidés, encouragés de près ou de
loin.*

Et à tout personne que j'ai connue et j'ai aimé.

Mahdi

Dédicaces

Je dédie ce travail.

A ma très chère mère « Arezika », à mon père « Md Idir ».

A mes très cher sœurs « Ouiza, Lynda » et à mes frères.

A toute ma famille

*A tous mes chers amis, Salim, Takfarins, Rafik, Madjid,
Sofiane, Amirouche, Karim.*

A toute la Promotion VOA 2022/2023.

Farid

Table des matières

Introduction générale 1

Chapitre I : **Généralités sur les ponts**

I.1.Introduction..... 3

I.2 Les différents éléments d'un pont..... 3

I.3. Type des ponts 3

I.3.1 Critère de classification des pont 3

I.3.2 Les grandes catégories 4

I.3.3 Classification des ponts..... 9

I.3.3.1 Suivant la longueur 9

I.3.3.2 Suivant la nature de la voie portée 9

I.3.3.3 Suivant le matériau principal dont ils sont constitués..... 9

I.3.3.4 Suivant la durée de vie 10

I.4 Pont en béton précontrainte 10

I.4.1 Principe de la précontrainte 10

I.4.2 Mode de la précontrainte..... 11

I.4.2.1Précontrainte par pré-tension 11

I.4.2.2 Précontrainte par posttension 11

I.5 Equipement des ponts en BA ou BP 12

I.6 Conclusion 14

Chapitre II : **Présentation de l'ouvrage**

II.1. Introduction 15

II.2. Présentation générale du projet..... 15

II.2.1 Présentation de l'ouvrage..... 15

II.2.2 Les caractéristiques principales de l'ouvrage 16

II.3. Conception général de l'ouvrage 16

II.4. Les données de projet 16

II.4.1. Données fonctionnelles et naturelles	17
4.1.2 Données fonctionnelles	17
4.1.2 Données naturelles	18
II.5. Choix du type d'ouvrage	20
II.5.1 Variante 01 : Les ponts en béton précontraint	20
II.5.2 Variante N°02 : Ponts en voussoirs préfabriqués	21
II.5.3 Variante N°03 : Pont mixte.....	22
II.5.4 Analyse multicritère des variantes possibles	23
II.6 Conclusion	24

Chapitre III : **Caractéristiques des matériaux**

III.1. Introduction :	25
III.2. Caractéristiques mécaniques :	25
III.2.1 Le béton :	25
III.2.1.1 Résistance à la compression :	25
III.2.1.2 La résistance à la traction :	25
III.2.1.3 Contraintes admissibles de compression du béton :	26
III.2.1.4 Module de déformation longitudinale :	26
III.2.1.5 Module de déformation transversale :	27
III.2.2 L'acier :	27
III.2.2.1 Aciers passifs :	27
III.2.2.2 Aciers actifs :	28
III.3. Conclusion :	29

Chapitre IV : **Prédimensionnement du tablier**

IV.1. Introduction :	30
IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage :	30
IV.3. Pré dimensionnement de la poutre :	30
IV.3.1 L'espacement entre axes des poutres :	31

IV.3.2 Le nombre des poutres :	31
IV.3.3 Hauteur des poutres :	31
IV.3.4 Epaisseur de l'âme « b_0 » :	32
IV.3.5 Table de compression « b » :	33
IV.3.5.1 La largeur de la table de compression :	33
IV.5.2 Epaisseur de la table de compression :	33
IV.3.6 Talon :	33
IV.3.6.1 Largeur de talon b_t :	33
IV.3.6.2 Épaisseur du talon e_t :	33
IV.3.7 Goussets :	34
IV.3.7.1 Gousset de table de compression :	34
IV.3.7.2 Gousset de talon :	34
IV.4. Epaisseur du hourdis :	34
IV.5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	35
IV.5.1 Notation utilisée :	35
IV.6. Caractéristiques géométriques des sections brutes :	36
IV.6.1 Poutres sans hourdis :	36
6.1.1 Section about :	36
6.1.2 Section intermédiaire :	37
6.1.3 Section médiane :	38
IV.6.2 Poutres avec hourdis :	40
IV.6.3 Section géométrique des sections nettes :	40
IV.7. Conclusion :	41
<u>Chapitre V :</u>	<u>Calcul des Charges et surcharges</u>
V.1 Introduction	42
V.2 Calcul des charges	42
V.2.1 Caractéristiques du pont	42

V.2.2 Charges permanente (CP)	43
V.2.3 La charge complémentaire permanente (CCP)	45
V.3 Calcul des surcharges (charges d'exploitations)	47
V.3.1 Système de charges A(1)	47
V.3.2 Système de charge B	49
V.3.3 Système de charge militaire Mc120	52
V.3.4 Charge exceptionnelle D240	53
V.3.5 Charge sur trottoirs	53
V.4 Conclusion	54

Chapitre VI : Modélisation du tablier

VI.1 Introduction :	55
VI.2 Présentation du logiciel robot :	55
VI.3 Les étapes de la modélisation :	56

Chapitre VII : Etude de la dalle et de l'entretoise

VII.1 Introduction	76
VII.2 Etude de l'hourdis	76
VII.2.1 Ferrailage Transversale	76
VII.2.1.1 Ferrailage aux appuis	76
VII.2.1.2 Ferrailage en travée	80
VII.2.2 Ferrailage Longitudinale	82
VII.2.2.1 Ferrailage aux appuis	82
VII.2.2.2 Ferrailage en travée	84
VII.3 Ferrailage général de la dalle	85
VII.4 Etudes de l'entretoise d'about	86
VII.4.1 Les rôles des entretoises d'about	86
VII.4.2 Méthode numérique avec le logiciel ROBOT :	86
VII.4.3. Ferrailages de l'entretoise d'about	88

VII.4.3.1. Ferrailage longitudinale (supérieur)	88
VII.4.3.2 Ferrailage transversal (inferieur)	90
VII.4.3.3 Armatures transversales.....	91
VII.4.3.4 Armature de peau	92

Chapitre VIII : **Etude de la précontrainte**

VIII.1 Introduction	94
VIII.1.1 Histoire du béton précontraint	94
VIII.1.2 Le principe de la précontrainte	94
VIII.1.3 Types de précontrainte	95
VIII.2 Définition des classes de vérification	95
VIII.3 Contraintes limites réglementaires pour la classe II.....	96
VIII.4 Dimensionnement de la précontrainte	96
VIII.4.1 Calcul du nombre de câbles	98
VIII.5 Tracé des câbles.....	101
VIII.5.1 Positionnement	101
VIII.5.1.1Principe	101
VIII.5.1.2 Application au projet.....	102
VIII.5.2 Câble moyen fictif	105
VIII.6 Les caractéristiques géométriques des sections nettes	106
VIII.7 Calcul des pertes de tension	112
VIII.7.1. Introduction.....	112
VIII.7.2 Les pertes instantanées	112
VIII.7.2.1 Perte par frottement.....	112
VIII.7.2.2 Pertes par recul d’ancrage	113
VIII.7.2.3Pertes par raccourcissement instantané du béton	119
VIII.7.2.4 Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ »	122
VIII.7.3 Calcul des pertes différées	123

VIII.7.3.1 Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »	123
VIII.7.3.2 Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »	124
VIII.7.3.3 Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »	125
VIII.7.3.4 Pertes différées totales et tension finale probable	128
VIII.8.5 La tension finale probable	128
VIII.9 Conclusion.....	129

Chapitre IX : **Etude de la culée**

IX.1 Introduction	130
IX.2 Pré dimensionnement de la culée	131
XI.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	133
XI.4 Moments des charges sollicitant le pont	134
XI.5 Vérification de la culée	137
XI.6 Ferrailage des éléments de culée.....	138
XI.6.1 la dalle de transition	138
IX.6.2 Mure garde grève	140
IX.6.3 Mur retour	144
IX.6.4 Le corbeau	147
IX.6.5 Mur de front	149

Chapitre X : **Etude de la pile**

X.1 Introduction	154
X.2 : Choix du type de fondations.....	154
X.3 Etude de la pile	155
X.3.1 Choix de la pile.....	155
X.3.2 Pré dimensionnement de la pile	156
X.4 Etude du chevêtre	156
X.4.1 Etude de chevêtre en flexion simple	156
X.4.2 Ferrailage de chevêtre à la flexion.....	160

X.4.3 Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion	163
X.4.3.1 Calcul des armatures de torsion	165
X.5 Etude du fût	166
X.5.1 Evaluation des efforts	166
X.5.2 Ferrailage en flexion composée	167
X.6 Etude de La semelle	170
X.6.1 Evaluation des efforts	170
X.6.2 Ferrailage de la semelle	172
X.7 Etude et ferrailage des pieux	173
X.7.1 Ferrailage des pieux.....	174
Conclusion générale :	176
Bibliographie.....	177

Liste des figures

Chapitre I : **Généralités sur les ponts.**

Figure I. 1: Les éléments d'un pont.	3
Figure I. 2: Différents parties d'un pont à poutres.	5
Figure I. 3: Différentes parties d'un pont à poutre à treillis.	5
Figure I. 4: Différentes parties d'un Pont en arc.	6
Figure I. 5: Différentes parties d'un pont à béquilles.	6
Figure I. 6: Différentes parties d'un pont suspendu.	7
Figure I. 7: Différentes parties d'un pont à haubans.	7
Figure I. 8: Différentes parties d'un Pont à voule.	8
Figure I. 9: Schéma d'un dalot cadre.	8
Figure I. 10: Buse en béton.	9
Figure I. 11: Banc de poutre précontrainte.	10
Figure I. 12: Réalisation de poutre précontrainte par pré-tension [1]	11
Figure I. 13: Réalisation de poutre pré contrainte par post tension [1].	12
Figure I. 14: Un pont à plusieurs travées [2].	13
Figure I. 15: Un pont à organe de sécurité [2].	13
Figure I. 16: Pont a appareil d'appuis [2].	14

Chapitre II : **Présentation de l'ouvrage.**

Figure II. 1 : Situation du projet.	15
Figure II. 2: Tracé en plan projet.	17
Figure II. 3 : Profil en long du projet	17
Figure II. 4: Profil en travers du projet.	18
Figure II. 5: Les déférentes zones sismiques en Algérie.	20

Chapitre III : **Caractéristiques des matériaux.**

Figure III. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.	26
Figure III. 2: Diagramme déformation-contrainte de l'acier BA.	28

Chapitre IV : **Prédimensionnement du tablier.**

Figure IV. 1: Coupe transversale d'une poutre.	31
Figure IV. 2: Hourdis intermédiaire.	34
Figure IV. 3 : Hourdis général.	35
Figure IV. 4 : les notations utilisées.	35

Figure IV. 5 : Section about de la poutre.	36
Figure IV. 6 : Section intermédiaire de la poutre.	37
Figure IV. 7 : Section médiane de la poutre.	38

Chapitre V : **Calcul des Charges et surcharges.**

Figure V. 1: Les dimensions d'entretoise.	44
Figure V. 2: Schéma présentatif de la corniche.	45
Figure V. 3: Système de charge BC.	48
Figure V. 4: Système Bt	50
Figure V. 5 : Convoi MC120.	51
Figure V. 6: La distance entre deux véhicules type MC120.	51
Figure V. 7: Système D240.	52

Chapitre VI : **Modélisation du tablier.**

Figures VI. 1: Logo du logiciel Autodesk Robot Structural Professional.	54
Figures VI. 2: Choix d'affaire.	55
Figures VI. 3: Définition des unités et normes.	56
Figures VI. 4: Les lignes de construction.	56
Figures VI. 5: Choix de type de poutre.	57
Figures VI. 6: Définition des poutres et les entretoises.	57
Figures VI. 7: Définition des appuis.	58
Figures VI. 8: Modélisation de la dalle.	58
Figures VI. 9 : Modélisation de tablier.	59
Figures VI. 10: Définition et application des charges permanentes.	59
Figures VI. 11: Chargement sous poids de revêtement.	60
Figures VI. 12: Chargement sous poids du garde-corps.	60
Figures VI. 13: Chargement sous la charge de la corniche.	61
Figures VI. 14: Chargement sous la charge des trottoirs.	61
Figures VI. 15: Chargement sous la charge de la glissière.	62
Figures VI. 16: Chargement de trottoir.	62
Figures VI. 17: Chargement sous-système A1.	63
Figures VI. 18: Définitions des charges roulantes.	63
Figures VI. 19: Chargement sous le système Bc.	64
Figures VI. 20: Chargement sous le système Mc120.	64
Figures VI. 21: Chargement sous le système D240.	64

Figures VI. 22: Définition de la combinaison de charge A1 à l'ELU.	65
Figures VI. 23: Définitions de la combinaison de charge Bc à l'ELU.	66
Figures VI. 24: Définitions de la combinaison de charge Mc120 à l'ELU.	66
Figures VI. 25: Définition de la combinaison de la charge D240à l'ELU.	67
Figures VI. 26: Définition de la combinaison de la charge A1 à l'ELS.	67
Figures VI. 27: Définition de la combinaison de charge Bc à l'ELS.	68
Figures VI. 28: Définitions de la combinaison de charge Mc120 à l'ELS.	68
Figures VI. 29: Définitions de la combinaison de charge D240 à l'ELS.	69
Figures VI. 30: Lancement du calcul.	69
Figures VI. 31: Affichage des résultats.	70
Figures VI. 32: Diagramme du Mt à l'ELU.....	70
Figures VI. 33: Diagramme du Mt à l'ELS.	71
Figures VI. 34: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.	71
Figures VI. 35: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	72
Figures VI. 36: Le moment selon Mx repris par la dalle à l'ELU.	72
Figures VI. 37: Le moment selon My repris par la dalle à l'ELU.	73
Figures VI. 38: Le moment selon Mx repris par la dalle à l'ELS.....	73
Figures VI. 39:Le moment selon My repris par la dalle à l'ELS.....	74

Chapitre VII : Etude de la dalle et de l'entretoise.

Figures VII. 1: Coupe transversale de tablier.....	75
Figures VII. 2 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU.	76
Figures VII. 3: Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELS.....	77
Figures VII. 4 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU	81
Figures VII. 5: Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELS.....	82
Figures VII. 6: Ferrailage longitudinal de la dalle.	84
Figures VII. 7: Ferrailage transversale de la dalle.	85
Figures VII. 8: Moment maximum transversale dans la poutre (entretoise).....	86
Figures VII. 9: Moment maximum longitudinale dans la poutre (entretoise).....	86
Figures VII. 10: Moment maximum transversale dans la poutre (entretoise).....	87
Figures VII. 11: Moment maximum longitudinale dans la poutre (entretoise).....	87
Figures VII. 12: Effort tranchant max à l'ELU.....	90

Figures VII. 13: Schéma de ferrailage de l'entretoise.	92
---	----

Chapitre VIII : **Etude de la précontrainte.**

Figures VIII. 1: Trace de câble.	100
Figures VIII. 2: Disposition des câbles.	102
Figures VII. 3: Tracé des câbles.	103
Figures VIII. 4: Composante de la force de la précontrainte.	105
Figures VIII. 5: Diagramme de chute de tension avant et après blocage du câble 1.	113

Chapitre IX : **Etude de la culée.**

Figure IX. 1: les éléments de la culée.	130
Figure IX. 2: Les démentions de la culée.	130
Figure IX. 3: Ferrailage de la dalle de transitions.	139
Figure IX. 4: Poussée de la charge locale située en arrière du mur.	140
Figure IX. 5: Le ferrailage du mur garde grève.	143
Figure IX. 6: Le ferrailage de mur en retour.	146
Figure IX. 7: Le ferrailage de corbeau.	148
Figure IX. 8: Ferrailage du mur de front.	152

Chapitre X : **Etude de la pile.**

Figure X. 1 : Détail de la pile.	154
Figure X. 2 : Les dimensions du chevêtre.	155
Figure X. 3 : La modalisation du chevêtre.	158
Figure X. 4 : Diagramme des moments fléchissent sous la combinaison la plus défavorable.	158
Figure X. 5: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable....	159
Figure X. 6: Coupe du chevêtre.	163
Figure X. 7: Ferrailage de chevêtre.....	165
Figure X. 8 : Calcul des paramètres de Walther.	167
Figure X. 9: Abaque de Walther.	168
Figure X. 10 : Ferrailage de futs	169
Figure X. 11 : Ferrailage de la semelle.	172
Figure X. 12: Disposition des pieux au niveau de la pile.	173
Figure X. 13: Ferrailage de fut.	174

Liste des tableaux

Chapitre II : **Présentation de l'ouvrage.**

Tableau II. 1 : Analyse multicritère. 23

Chapitre IV : **Prédimensionnement du tablier.**

Tableau IV. 1: Caractéristique géométrique de la section about sans hourdis..... 37

Tableau IV. 2 : Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis. 38

Tableau IV. 3 : Caractéristique géométrique de la section médiane sans hourdis. 39

Tableau IV. 4 : Caractéristiques géométriques des différentes sections avec hourdis..... 39

Chapitre V : **Calcul des Charges et surcharges.**

Tableau V. 1: Classe des ponts..... 42

Tableau V. 2: Les valeurs de coefficient a_1 48

Tableau V. 3: Valeur de V_0 48

Tableau V. 4: Valeur du coefficient b_c 50

Tableau V. 5: valeurs de b_t 51

Chapitre VI : **Modélisation du tablier.**

Tableau VI. 1: Les différentes combinaisons selon fascicule 61. 66

Tableau VI. 2: les moments et l'effort tranchant pour la dalle, et les poutres..... 75

Chapitre VIII : **Etude de la précontrainte.**

Tableau VIII. 1 : Caractéristique de la poutre. 97

Tableau VIII. 2 : Disposition des câbles..... 103

Tableau VIII. 3 : Récapitulatif de logeurs des câbles..... 105

Tableau VIII. 4 : Positionnement des câbles à l'about..... 106

Tableau VIII. 5 : Composante de la précontrainte à l'about (poutre seul)..... 107

Tableau VIII. 6 : Caractéristique géométrique de la gaine..... 108

Tableau VIII. 7 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis. 108

Tableau VIII. 8 : Caractéristiques géométrique de la gaine. 108

Tableau VIII. 9 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis..... 109

Tableau VIII. 10 : Composante de la précontrainte à 1 m de l'about (poutre seul). 109

Tableau VIII. 11: Caractéristique géométrique de la gaine 110

Tableau VIII. 12 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis. 110

Tableau VIII. 13 : Caractéristiques géométriques de la gaine..... 110

Tableau VIII. 14 : Caractéristiques de section à 1m de l'about avec hourdis..... 111

Tableau VIII. 15 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seul).....	111
Tableau VIII. 16 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.	111
Tableau VIII. 17 : Perte par frottement.	113
Tableau VIII. 18 : Les aires des câbles.....	118
Tableau VIII . 19: Les tension des câbles.....	118
Tableau VIII. 20 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	119
Tableau VIII. 21 : Pertes par raccourcissement instantané de béton.....	122
Tableau VIII. 22 : Pertes instantanées totales à différents section « MPa ».....	122
Tableau VIII. 23 : Les tensions initiales probables « σ_{Pi} (MPa) ».....	122
Tableau VIII. 24 : Valeur des pertes due au retrait de béton.	124
Tableau VIII. 25 : perte par relaxation des câbles.	125
Tableau VIII. 26 : Perte par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles.....	128
Tableau VIII. 27 : Pertes différées totales dans différentes sections.	128
Tableau VIII. 28 : Pourcentage des pertes.....	129

Chapitre IX :

Etude de la culée.

Tableau IX. 1: Les catégories d'importance des ponts	132
Tableau IX. 2 : Coefficient sismique en Algérie.....	133
Tableau IX. 3 : valeurs des paramètres λ , K et, θ	133
Tableau IX. 4 : Valeurs des moments dus à la charge permanente et la poussée des terres. .	133
Tableau IX. 5: Valeurs des moments et les efforts globaux.....	136
Tableau IX. 6 : Valeurs de vérification au glissement.	136
Tableau IX. 7 : Valeurs de vérification au renversement.....	137
Tableau IX. 8: Valeurs des sollicitations.....	149
Tableau IX. 9: Sollicitation à la base de voile.....	151

Chapitre X :

Etude de la pile.

Tableau X. 1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.....	157
Tableau X. 2 : Effort interne à l'ELU et l'ELS dans le chevêtre.....	160
Tableau X. 3 : Ferrailage longitudinale du chevêtre.	162
Tableau X. 4 : Les sollicitations maximales obtenues.....	167

Chapitre I :
Généralités sur les ponts

Chapitre II :
Présentation de l'ouvrage

Chapitre III :
Caractéristiques des
matériaux

Chapitre IV :
Prédimensionnement du
tablier

Chapitre V :
Calcul des Charges et
surcharges.

Chapitre VI :
Modélisation du tablier

Chapitre VII :
Etude de la dalle et
l'entretoise

Chapitre VIII :
Etude de la précontrainte

Chapitre IX :
Etude de la culée

Chapitre X :
Etude de la pile

Introduction générale :

Avec les avancées technologiques et les capacités de réalisation accrues, ainsi que la demande croissante de moyens de communication, la construction des ponts et d'autres ouvrages d'art est en plein essor. La conception d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie des différents types de structures porteuses et de fondations, ainsi que des principes fondamentaux de leur dimensionnement et des différentes méthodes de construction utilisées. Il est essentiel de prendre en compte toutes les données naturelles et fonctionnelles liées au site et à la finalité de l'ouvrage, qui fait partie d'une opération d'équipement collectif plus vaste.

Le respect de l'environnement impose des exigences importantes, allant de l'intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix minutieux des matériaux de construction. Ces considérations doivent être prises en compte dès les premières étapes de l'étude, avec rigueur et précision. Enfin, une attention méticuleuse aux détails et une compréhension approfondie des méthodes de construction, sont nécessaires pour garantir le bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage, tout en optimisant de manière raisonnée les aspects socio-économiques.

Un pont est un type d'ouvrage qui permet le passage d'une voie de circulation au-dessus d'un obstacle naturel ou d'une autre voie de circulation.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc P.K15+42.540 au P.K15+366.358, implanté dans la wilaya entre BEJAIA et la région D'AHNIF avec une longueur de 324 m.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différents partis du pont, pour se faire on a établi un plan de travail contenant 10 chapitres :

Chapitre 1 : « Généralités sur les ponts », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différent types des ponts et la démarche de conception.

Chapitre 2 : « présentation de l'ouvrage », on a d'abord présenté notre projet puis on a décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet.

Chapitre 3 : « Caractéristiques des matériaux », après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre 4 : « pré – dimensionnement du tablier », on a pré-dimensionnées tout les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, nous avons défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 5 : « Calcul des charges et surcharges ». Nous avons cité toutes les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peut être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre 6 : « Modélisation du tablier par ROBOT », a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Chapitre 7 : « L'étude de la dalle et de l'entretoisé », on a étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour toute la dalle.

Chapitre 8 : « Etudes de la précontrainte ». En se basant sur le règlement du BPEL, nous avons introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste augmenter la résistance à la traction du matériau.

Chapitre 9 : « Etude de la culée », on a cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que les vérifications à la stabilité.

Chapitre 10 : « Etude de la pile », on a cité les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations et tout le ferrailage.

I.1.Introduction

Un pont est une structure élevée construite sur place pour traverser un obstacle comme une rivière, une vallée, une route, une voie ferrée, un canal, etc. Il peut être destiné à la circulation routière, piétonnière, ferroviaire ou pour un canal.

L'ingénieur doit concevoir le pont en optimisant les coûts, la sécurité d'utilisation, l'esthétique et les délais de construction, en prenant en compte les contraintes naturelles et fonctionnelles. Après avoir évalué les différentes options, la variante la plus performante répond aux besoins avec les moyens disponibles sera sélectionnée.

I.2 Les différents éléments d'un pont

Les ponts sont constitués des éléments suivant (figure I.1) :

- **Le tablier** : Le tablier est la partie horizontale sous la voie de circulation, qui comporte les éléments porteurs dans les ponts à poutre, ou qui est soutenue par eux dans les ponts en arc ou à câbles.
- **Les appuis** : Culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu et les pylônes des ponts à câbles.
- **Les entretoises** : les pièces de pont, les longerons qui servent à répartir les charges entre les éléments porteurs principaux, qui les transmettent aux appuis qui les transmettent au sol par les fondations.
- **Les fondations** : qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain



Figure I. 1: Les éléments d'un pont.

I.3. Type des ponts

I.3.1 Critère de classification des pont

Les critères de classification des ponts peuvent inclure :

- Fonctionnement mécanique : La forme architecturale : Pont suspendu, pont à arches, pont à poutres, pont à dos d'âne, pont en treillis, etc.
- Le mode de construction : Pont en acier, pont en béton, pont en pierre, pont en bois, etc.
- L'application : Pont routier, pont ferroviaire, pont piétonnier, pont pour le transport de canalisations, pont pour le transport de gaz ou d'électricité, etc.
- Le nombre de voies de circulation : Pont simple, pont à double voie, pont à plusieurs voies
- La destination géographique : Pont en mer, pont en montagne, pont dans les plaines, etc.
- Les conditions environnementales : Pont dans des zones sismiques, pont dans des zones à forts vents, pont dans des zones inondables, etc.

Ces critères peuvent être combinés pour classer les ponts de manière plus précise et détaillée.

I.3.2 Les grandes catégories

En général, on utilise pour la classification, les critères qui caractérisent les éléments les plus significatifs d'un pont. Le système le plus adopté pour la classification de cette dernière est basé sur les deux critères fondamentaux :

- Le fonctionnement mécanique.
- Le matériau principal (béton, acier, bois, mixte : béton-acier, Acier-bois).

➤ Ponts à poutres

Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers (Piles), si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre. Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Un cas particulier de ce type de pont : les ponts à voussoirs, des tronçons de tablier sont préfabriqués puis assemblés à la structure porteuse, la pile, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, de manière alternée, afin d'équilibrer les charges de part et d'autre de la pile.

On trouve donc des ponts à poutre en béton, en acier et aussi en bois (la portée étant nettement plus courte).

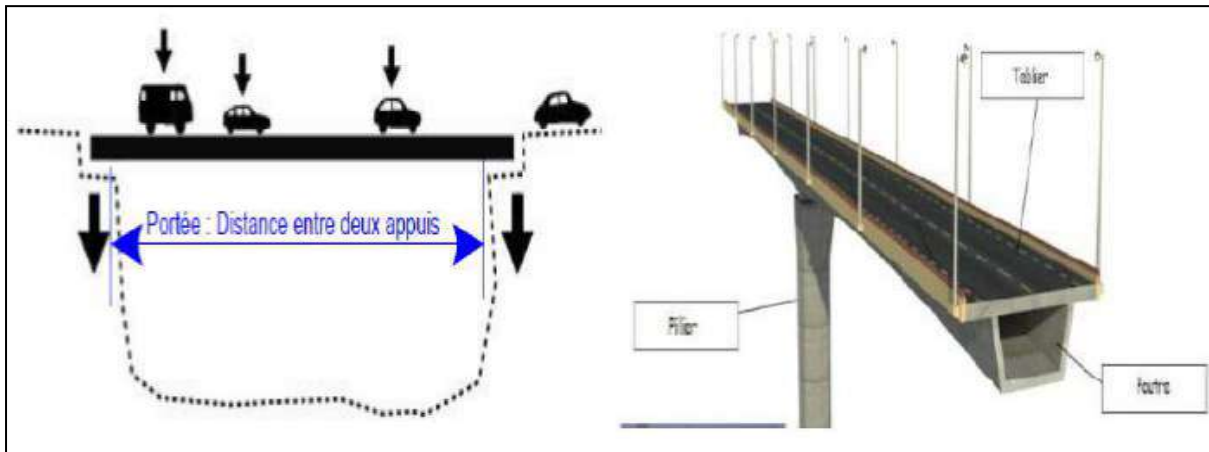


Figure I. 2: Différents parties d'un pont à poutres.

➤ **Pont à poutre treillis**

Les ponts à poutre à treillis sont construits avec des structures en forme de treillis, qui sont légères et rigides. Ce type de structure est composé de triangles qui soutiennent le tablier du pont. La robustesse du treillis est basée sur le fait que les triangles ne peuvent pas se déformer, ce qui permet de construire des ponts avec des poutres relativement minces et légères pour des portées importantes. Les forces qui sont générées dans ce type de ponts sont principalement de la traction et de la compression. Les ponts en poutre treillis en acier peuvent atteindre des distances impressionnantes grâce à ce concept, contrairement aux ponts construits avec des poutres pleines.



Figure I. 3: Pont à poutre à treillis.

➤ **Pont en arc**

Les ponts qui utilisent un arc pour redistribuer les charges sont conçus pour transférer les charges verticales du tablier en forces obliques, qui suivent la forme de l'arc. Les forces obliques se

transmettent ensuite aux culées et se divisent en une force verticale et une force horizontale qui tendent à éloigner les culées. Cette technique permet de répartir les efforts de manière efficace, en utilisant les lignes de compression pure. Les ponts basés sur cette méthode sont capables de faire face à des charges considérables grâce à la distribution efficace des efforts.

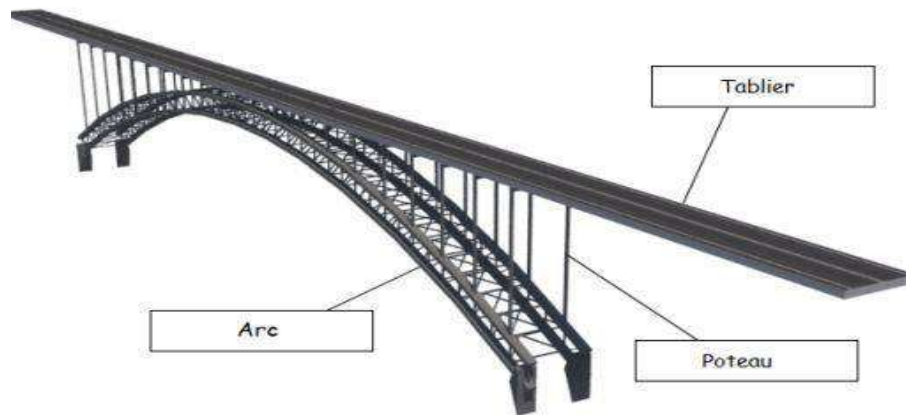


Figure I. 4: Différentes parties d'un Pont en arc.

➤ Pont à béquilles

Le pont à béquilles est un type spécifique de pont en arc. Il utilise des supports appelés "béquilles" pour transmettre les charges du pont vers des fondations en béton, de manière similaire à un arc. Les béquilles assurent la distribution efficace des forces de charge, ce qui en fait un type populaire de pont en arc.

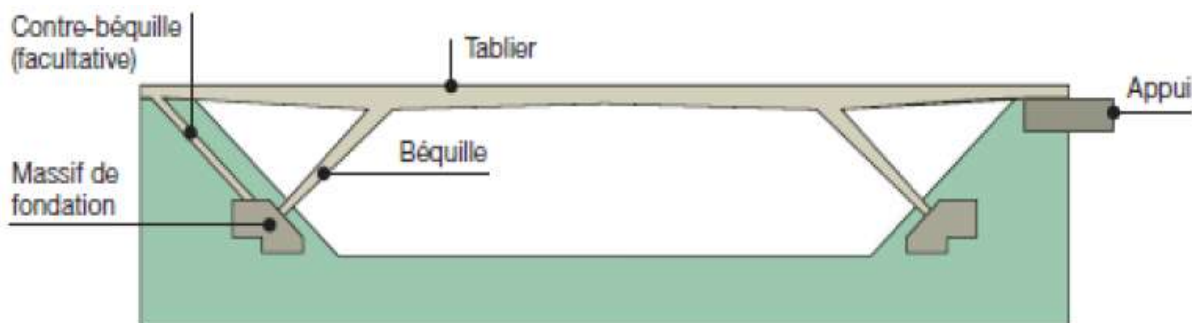


Figure I. 5: Différentes parties d'un pont à béquilles.

➤ Pont suspendu

Les ponts suspendus travaillent comme les ponts en arc, mais à l'envers ! Des câbles en acier tendus reprennent les charges du tablier et les transmettent à des pylônes et à des ancrages placés à leurs extrémités.

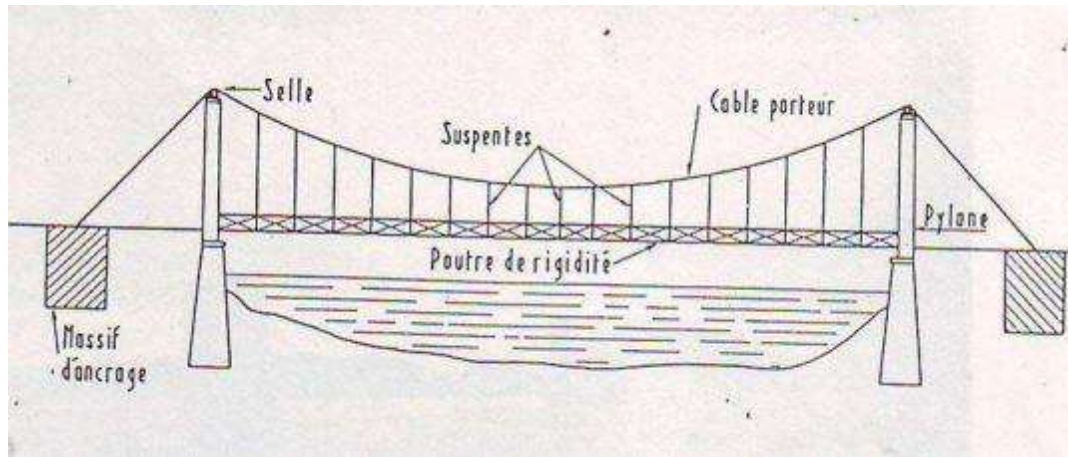


Figure I. 6 : Différentes parties d'un pont suspendu.

➤ Pont à haubans

Les charges du tablier sont transmises aux pylônes par des câbles métalliques en forme de haubans. Cette technique est assez récente et en pleine expansion.

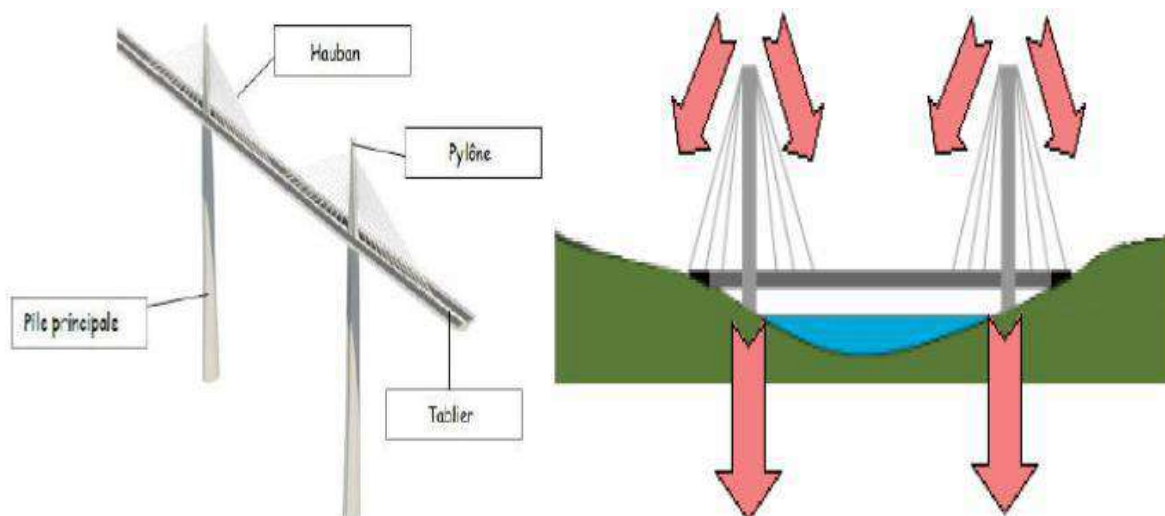


Figure I. 7: Différentes parties d'un pont à haubans.

➤ Pont à voûte

Les ponts à voûtes utilisent plusieurs arcs pour redistribuer les charges verticales du tablier en forces obliques, qui suivent la forme des arcs. Ces forces obliques sont ensuite transférées vers le sol à travers les piles ou les culées, où elles sont divisées en une force verticale et une force horizontale qui tendent à éloigner les culées ou les piles. Les ponts à voûtes peuvent être construits en pierre, acier ou béton et sont efficaces pour redistribuer les charges grâce à la combinaison de plusieurs arcs.

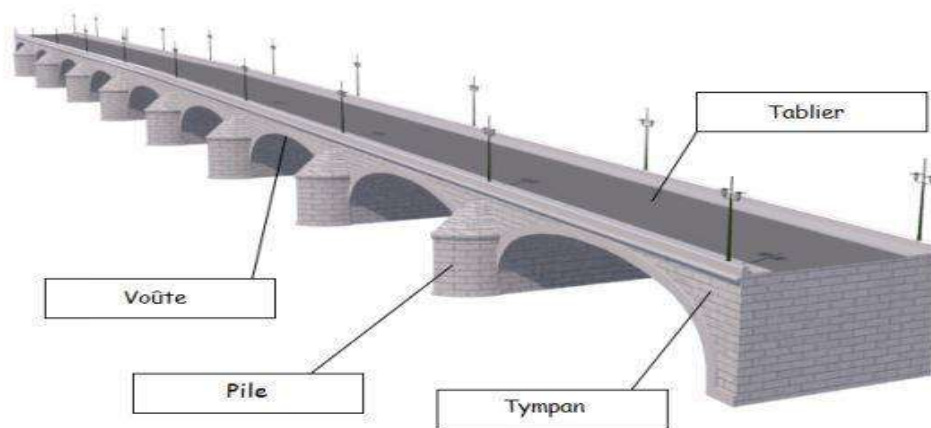


Figure I. 8 : Différentes parties d'un Pont à voûte.

➤ **Les dalots**

Les petits ouvrages, également appelés dalots ou ponceaux, sont des structures de petite taille utilisées pour franchir un cours d'eau ou un fossé sur une voie. Ils se distinguent des grands ouvrages, tels que les ponts. Les petits ouvrages sont généralement construits en béton armé et présentent une forme rectangulaire ou carrée. Il existe trois types de petits ouvrages : les dalots ordinaires, qui comprennent des piédroits verticaux et une dalle en béton armé ; les dalots cadres, qui constituent une structure rigide en béton armé ; et les dalots portiques, qui sont similaires aux dalots cadres mais sans radier.



Figure I. 9 : Schéma d'un dalot cadre.

➤ **Les buses :**

Les buses sont des structures similaires aux dalots qui permettent le passage des eaux de ruissellement ou d'assainissement. Elles sont généralement construites en béton armé et peuvent

présenter une forme rectangulaire ou carrée. Les buses sont considérées comme des petits ouvrages par rapport aux grands ouvrages tels que les ponts.



Figure I. 10 : Buse en béton.

I.3.3 Classification des ponts

I.3.3.1 Suivant la longueur

Nous considérons que nous avons :

- Des petits ouvrages dont la longueur est inférieure à 8m
- Des ouvrages moyens lorsque $8\text{ m} < L < 25\text{ m}$
- Des grands ouvrages $25 < L < 40\text{ m}$
- Des ouvrages exceptionnels $L > 40\text{m}$

I.3.3.2 Suivant la nature de la voie portée

- Pont-rail si le pont porte une voie ferrée
- Pont-route si le pont porte une route (PI, PS)
- Pont-canal
- Passerelles pour piétons
- Passerelles pour conduites

I.3.3.3 Suivant le matériau principal dont ils sont constitués

Selon les matériaux constituant les éléments porteurs principaux :

- Ponts en bois
- Ponts en maçonnerie
- Ponts en fonte
- Ponts en fer
- Ponts en acier

- Ponts en alliage d'aluminium
- Ponts en béton armé
- Ponts en béton précontraint

I.3.3.4 Suivant la durée de vie

- Ponts provisoires en métal, bois, métal + bois
- Ponts semi-définitifs métalliques (ex VMD ou Toboggan ou Autoport)
- Ponts définitifs en BA, BP, CM ou OM

I.4 Pont en béton précontrainte

Eugène Freyssinet a révolutionné l'industrie de la construction en 1928, avec son idée innovante de faire travailler le béton uniquement en compression. Cela a abouti à la création du béton précontraint, qui se caractérise par une résistance élevée à la compression et une faible résistance à la traction.

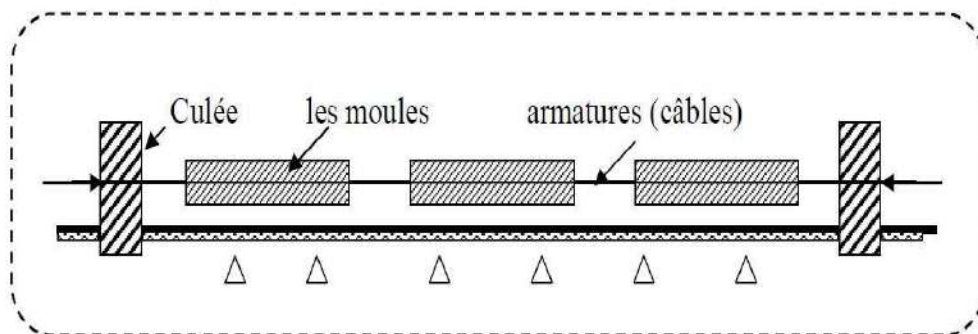


Figure I. 11: Banc de poutre précontrainte.

I.4.1 Principe de la précontrainte

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint, quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à

condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause [1].

I.4.2 Mode de la précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

I.4.2.1 Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Figure I.12). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

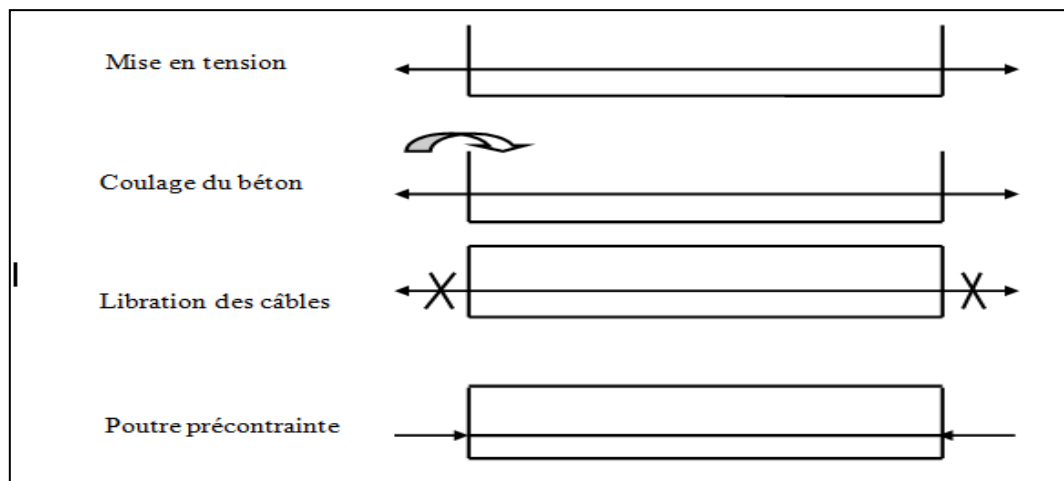


Figure I. 12 : Réalisation de poutre précontrainte par pré-tension [1]

Étapes générales de réalisation :

- Mise en tension des câbles ;
- Coulage du béton ;
- La libération des câbles après le durcissement du béton ;
- Par adhérence, la précontrainte de la compression est transmis au béton ;

I.4.2.2 Précontrainte par posttension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure I.13). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

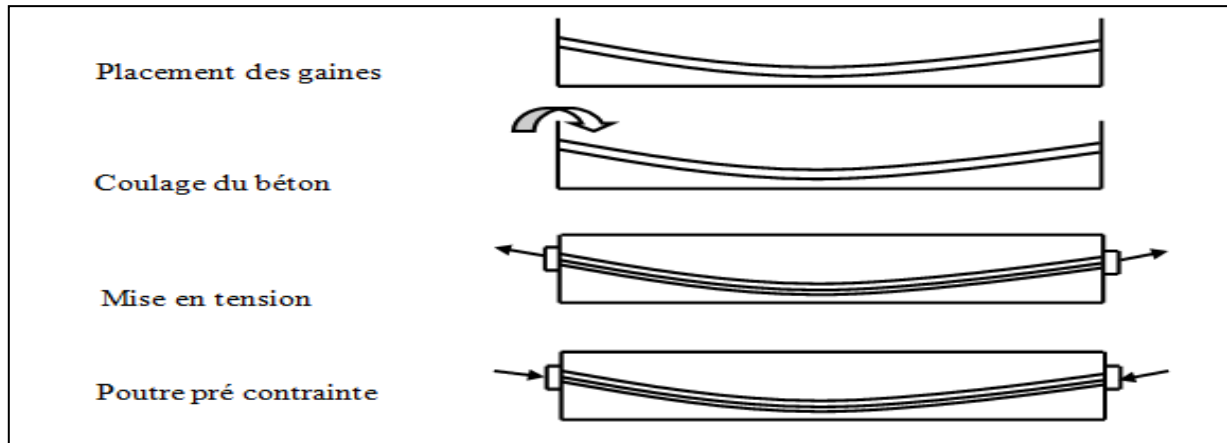


Figure I. 13 : Réalisation de poutre pré contrainte par post tension [1].

• **Etapas générales de réalisation :**

- Placement des gaines dans le coffrage ;
- Coulage du béton ;
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles ;
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté ;
- L'injection d'un coulis de ciment.

I.5 Equipement des ponts en BA ou BP

- **Le tablier** : Chaque type de pont a un tablier de formes et de portées multiples. On peut les classer par matériau, par forme, par schéma mécanique, par mise en œuvre, (Figure14).
- **La culée** : La culée sert d'appui d'extrémité au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle retient le remblai situé derrière (mur de soutènement), (Figure14).
- **La pile** : La pile sert d'appui intermédiaire au tablier, elle transmet ses charges au sol par l'intermédiaire des fondations, (Figure I.14).

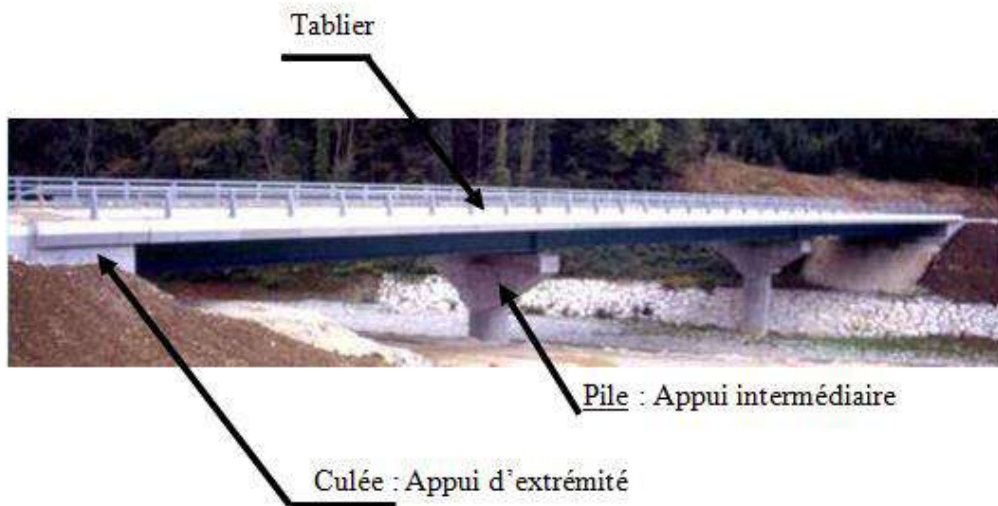


Figure I. 14 : Pont à plusieurs travées [2].

- **Organes de sécurité :** Afin d'éviter les chutes, on n'oublie pas les barrières de sécurité. On prévoit également une évacuation des eaux sur le tablier : pente, descentes d'eau. (Figure I.15).
- **Joint de chaussée :** La dilatation du tablier est favorisée par la déformation des appareils d'appui. Aux extrémités du tablier sont placés des joints de chaussée. (Figure I.15).

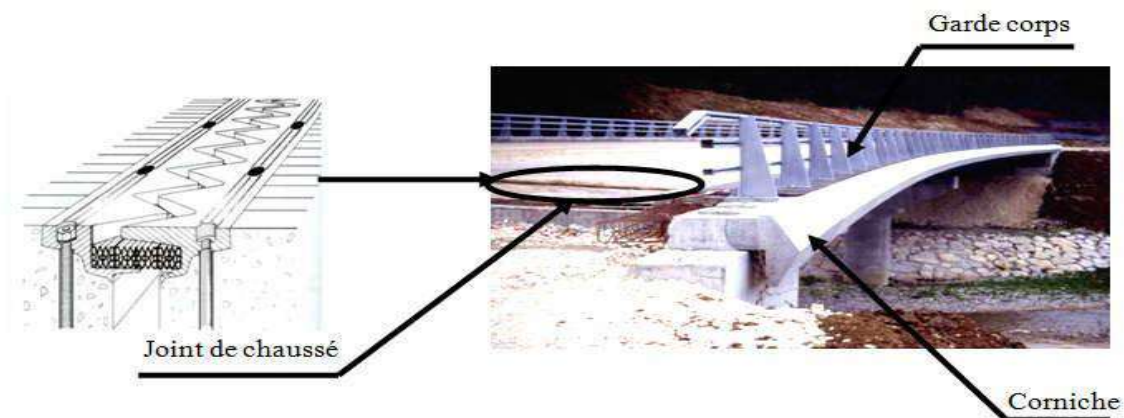


Figure I. 15 : Pont à organe de sécurité [2].

- **Un appareil d'appui :** C'est un élément en néoprène (caoutchouc) renforcé qui permet les mouvements relatifs entre le tablier et la pile ou la culée. (Figure I.16) :

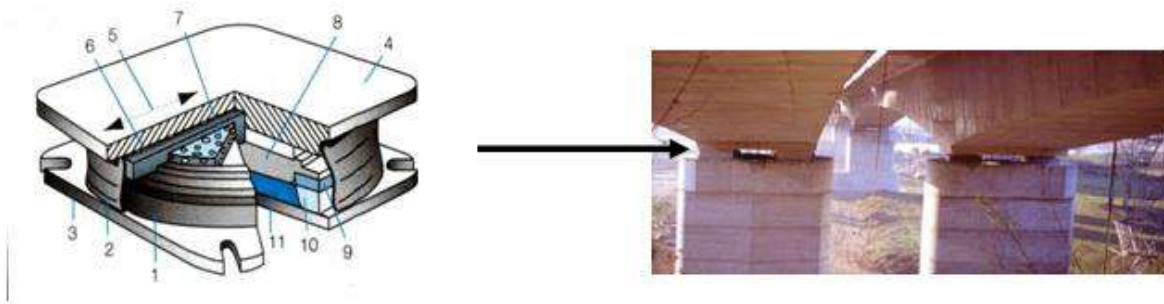


Figure I. 16 : Pont à appareil d'appuis [2].

I.6 Conclusion

En termes simples, un pont est une structure qui permet de traverser un obstacle ou une autre voie de circulation. Il peut s'agir d'un pont routier, ferroviaire ou canal. Les ponts sont construits sur place et ne comprennent pas les structures préfabriquées. Lors de la conception d'un pont, plusieurs critères doivent être pris en compte, pour garantir un service fiable aux utilisateurs.

II.1. Introduction

L'étude d'un ouvrage d'art exige une large connaissance sur les informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement), qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage, pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation. Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser et les différentes informations liées à notre projet.

II.2. Présentation générale du projet

II.2.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un pont situé au niveau de l'autoroutier reliant le port de **Bejaia** à l'**Autoroute Est Ouest** au niveau d'**Ahnif**, plus exactement entre les points kilométriques **15+42.540** au **15+366.358**. Cet ouvrage est conçu pour le franchissement 4 voies accès des villages.

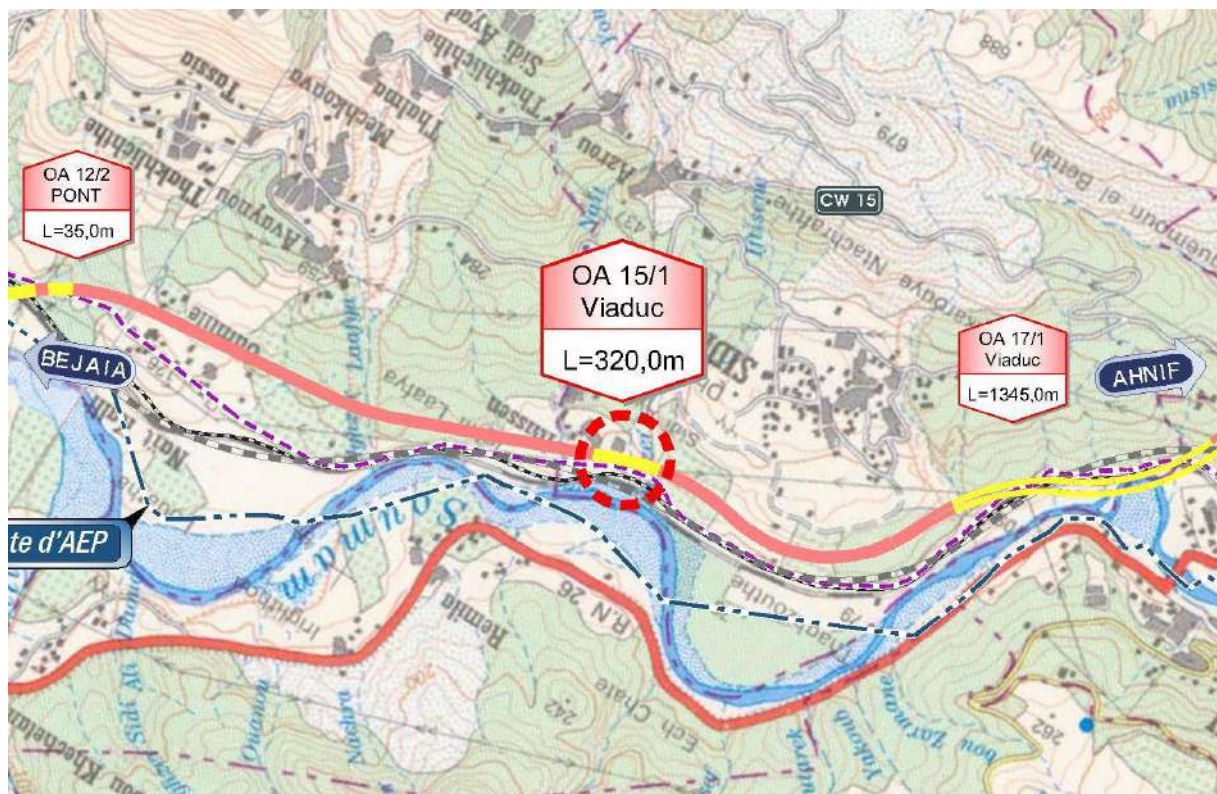


Figure II. 1 : Plan de situation du projet.

II.2.2 Les caractéristiques principales de l'ouvrage

Les caractéristiques essentielles de l'ouvrage sont comme suit :

- La structure est constituée par 9 travées de 36 mètres égaux et parallèles avec une longueur totale de 324.00 mètres.
- La section transversale de chaque travée a une largeur de 15.75 mètres et elle est formée par 9 poutres de 1.90 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'appui en élastomère fretté.
- Une dalle supérieure de 20 cm d'épaisseur.

La construction est vérifiée d'après les exigences et les recommandation donnée par le B.A.E.L 91 révisé 99 ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières, et RPOA 2008 règlement parasismique applicables

❖ Les surcharges

- Surcharge A(l)
- Surcharge Bc
- Surcharge militaire M_{C120}
- Surcharge exceptionnel D_{240}
- Le revêtement est en béton bitumineux avec une épaisseur de 8 cm

II.3. Conception général de l'ouvrage

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement, projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usages dans chaque cas, le choix de l'ouvrage dépend de contrainte imposée dont les principales sont de deux sortes.

II.4. Les données de projet

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

II.4.1. Données fonctionnelles et naturelles

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences qui sont de deux types : fonctionnelles et naturelles.

4.1.2 Données fonctionnelles

Ces données sont fixées par le maître de l'ouvrage, et on distingue :

- Données relatives à la portée : tracé en plan, profil en long, profil en travers.
- Données relatives à l'obstacle franchis : les gabarits à respecter et les ouvertures.

a) Tracé en plan :

Le tracé en plan de cet ouvrage est constitué d'un alignement droit du PK 15+0.42,0 au PK 15+150,0 et de courbe entre PK 15+150,0 et PK 15+366.358, avec un rayon de courbure de 1000m.

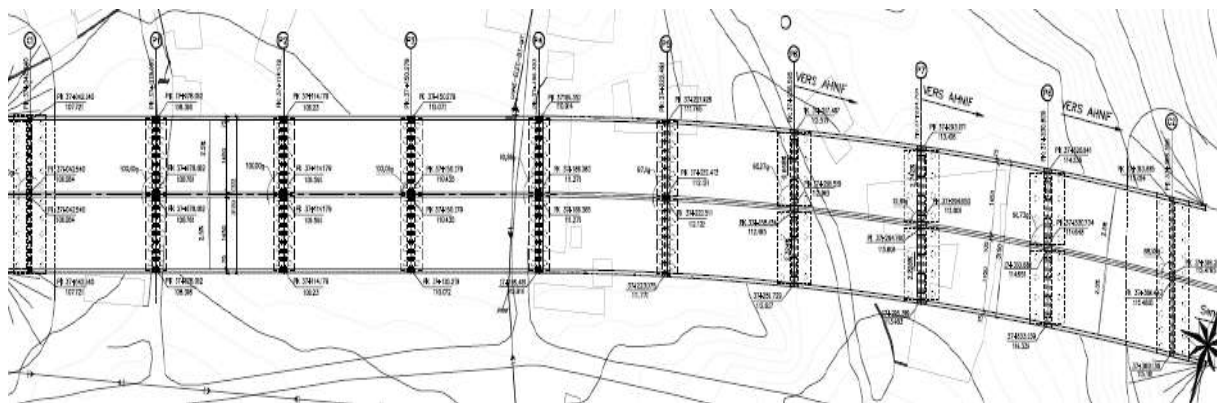


Figure II. 2 : Tracé en plan du projet.

b) Profil en long :

Notre ouvrage présente une longueur de 324 m et une pente de 1.8071 %.

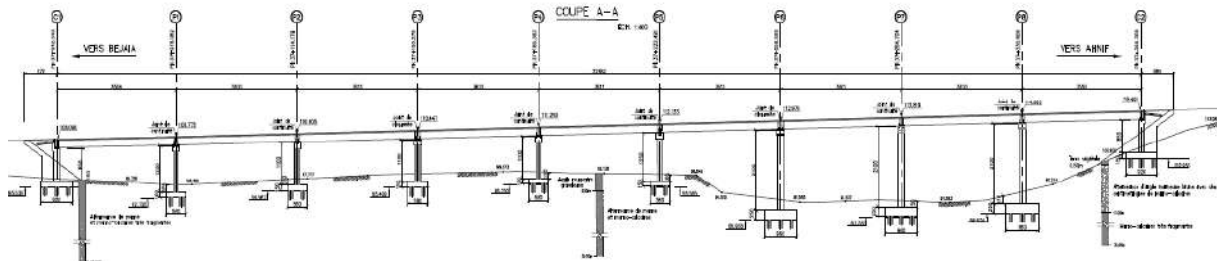


Figure II. 3 : Profil en long du projet.

c) Profil en travers :

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par ses caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable : $L_r = 14.50\text{m}$.
- Largeur chargeable $L_c = 14.50\text{m}$.
- Largeur de totale tablier $L = 15.75\text{m}$.
- Largeur de trottoir gauche : $L_{\text{trottoir gauche}} = 0.75\text{m}$.
- Largeur de trottoir droit : $L_{\text{trottoir droit}} = 0.50\text{m}$
- Nombre de voies de circulation : 3 voies de 3.50m et voie d'arrêt d'urgence de 3m.
- Devers en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux.
- Nombre de poutres : 9 poutres avec un entraxe $\lambda = 1.75\text{m}$.

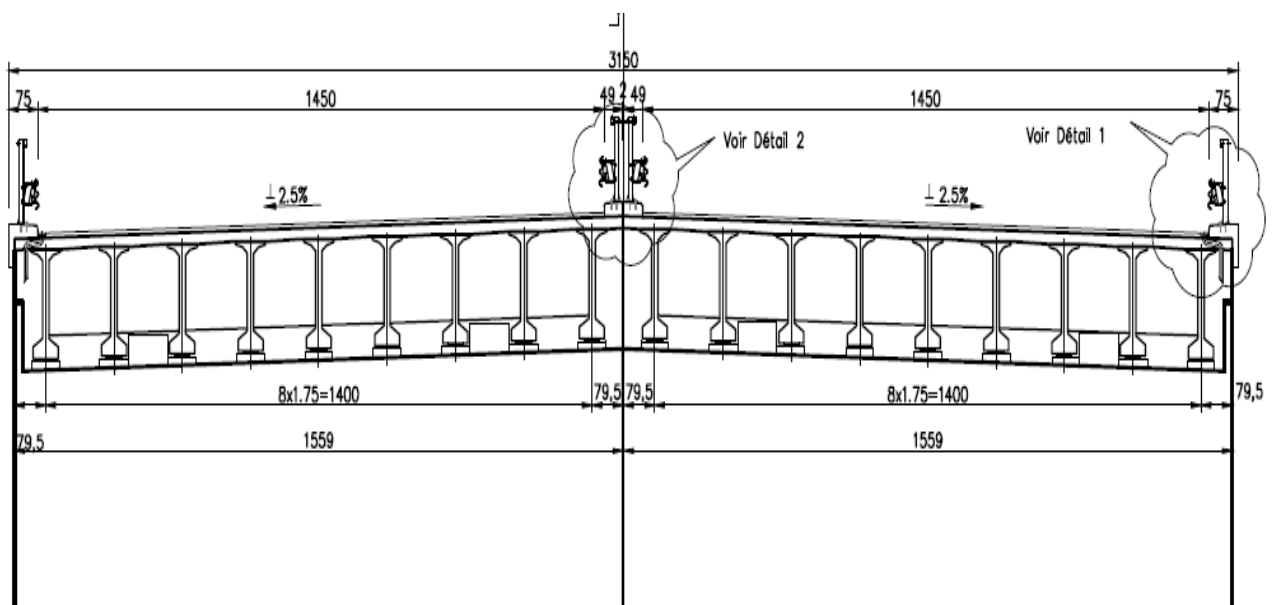


Figure II. 4 : Profil en travers du projet.

d) Données relatives à l'obstacle franchi :

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

- ✓ **Le gabarit** : Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre.

4.1.2 Données naturelles

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant ainsi que la proposition envisagée pour les appuis, et de choisir un

bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

a) Données géotechniques :

Pour l'OA15/1, deux sondages (FC 361, FC 37 1) et un essai pressiométrique (PMT 36 1) ont été réalisés pour reconnaître les caractéristiques du terrain. D'après les sondages et les essais, ils montrent que la couche en argile existe au-dessous de la surface de la terre.

b) Données topographiques :

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible pour déterminer le degré des terrassements et les côtes d'implantation des appuis. Une vue en plan de la brèche permet d'indiquer les possibilités d'accès.

c) Données climatiques**➤ Le vent :**

D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ✓ 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- ✓ 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

➤ La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui. L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone à température variante.

➤ La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc pas de neige.

d) Données sismologiques :

L'activité sismique est bien connue dans tout le nord Algérien. Le site du projet se trouve à la willaya de Bejaia, classées en zone sismique II-a, selon le règlement parasismique algérien en vigueur RPOA2008.

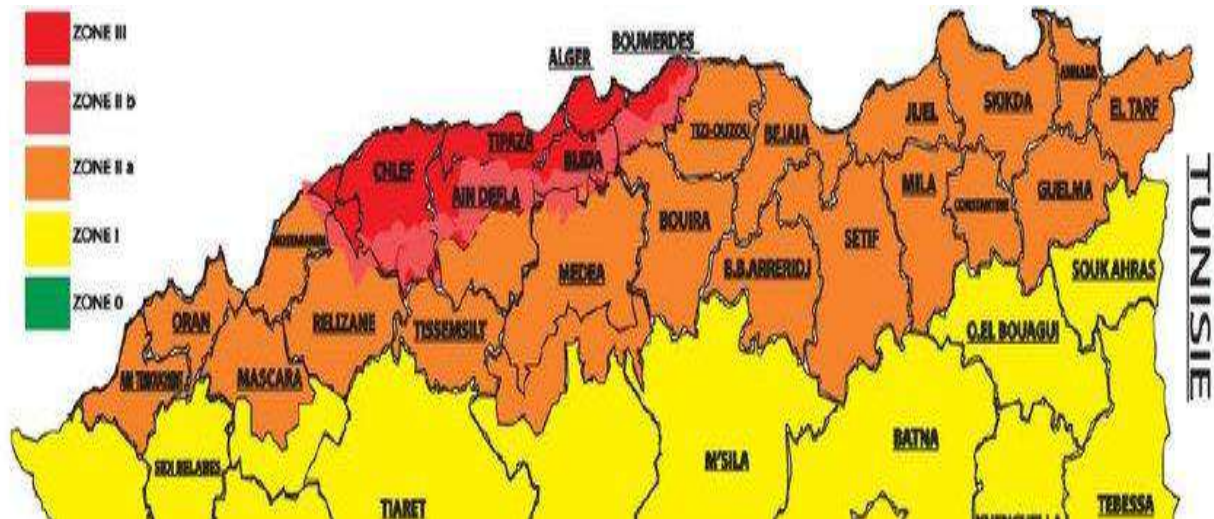


Figure II. 5 : Les différentes zones sismiques en Algérie.

II.5. Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton armé ou précontraint coulées en place vue la grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a proposé les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante. Les variantes étudiées sont les suivantes :

- Variante 1 : pont en béton précontraint.
- Variante 2 : pont en construit en voussoirs préfabriqués.
- Variante 3 : pont mixte.

II.5.1 Variante 01 : Les ponts en béton précontraint

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront. En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures (à la traction).

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétention ou par post tension.

➤ **Les avantages**

- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
- La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

➤ **Les inconvénients**

- Poids très important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

II.5.2 Variante N°02 : Ponts en voussoirs préfabriqués

Dans ce type d'ouvrage est réalisé 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 leurs parties basses par un hourdis inférieur.

L'hourdis supérieur débord des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

Dans les ponts à poutres caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, l'hourdis supérieur comme l'hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrure comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

➤ **Les avantages**

- Ouvrages comportant des piles très hautes (construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants) et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.

➤ **Les inconvénients**

- Pour des portées inférieures à 50 m la construction par encorbellement est plus coûteuse que les travées indépendantes à poutres préfabriquées.
- Nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et leur mise en tension.
- Nécessité de disposer d'un matériel adéquat pour l'exécution.

II.5.3 Variante N°03 : Pont mixte

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

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée (Pont à poutres sous chaussées), 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.

➤ **Les avantages :**

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La rapidité d'exécution globale.

- La précision dimensionnelle des structures.
- **Les inconvénients :**
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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 le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

II.5.4 Analyse multicritère des variantes possibles

Tableau II. 1 : Analyse multicritère.

Types Critères	Pont à poutres en béton précontraintes.	Pont voussoirs préfabrique	Pont mixte.
Economie.	+	-	-
Entretien.	+	+	-
Esthétique.	-	+	-
Exécution.	+	-	+

Indices d'appréciations :

(+) : favorable

(-) : peu favorable

II.6 Conclusion

D'après l'analyse multicritères ci-dessus, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement on a adopté le pont à poutres en béton précontraint par post tension dont les détails sont présentés précédemment.

III.1. Introduction

Pour réaliser des ouvrages d'art, en particulier les ponts à poutre précontraintes deux matériaux essentiels sont utilisés : le béton et l'acier. Les règlements B.A.E.L91 révisé 99 et B.P.E.L91 révisé 99, utilisent les états limites : l'état limite ultime (E.L.U) et l'état limite de service (E.L.S). Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements, donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois.

III.2. Caractéristiques mécaniques

III.2.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange (dont des proportions convenables) de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau. Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

III.2.1.1 Résistance à la compression

D'après le B.A.E.L, les relations qui donnent la variation de la résistance à la compression f_{cj} du béton âgé de moins de 28 jours sont les suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Dans notre projet on a :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$, pour le béton de poutres préfabriquées du tablier.
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, pour le béton des dalles, entretoises et infrastructure (la pile, la culée, les semelles et leurs pieux).

III.2.1.2 La résistance à la traction

La résistance à la traction du béton joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence ». Notée f_{t28} , et conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 MPa.

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$, pour le béton $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4MPa$, pour le béton $f_{c28} = 30MPa$

III.2.1.3 Contraintes admissibles de compression du béton

La contrainte admissible du béton vaut :

➤ A L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$, en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$, en situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0.85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h. D'où :

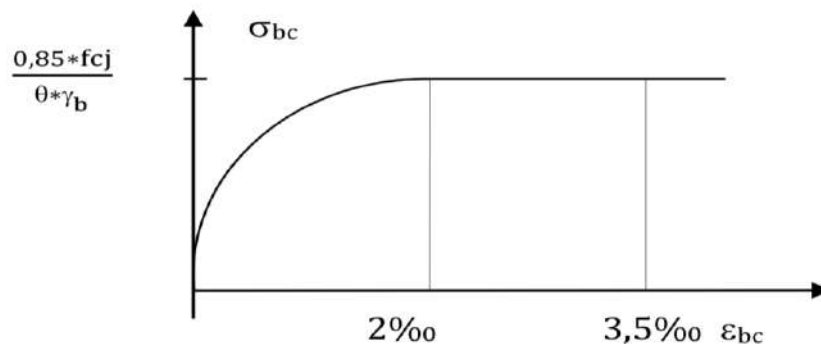


Figure III. 1: Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.

➤ A L'ELS :

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28}$$

III.2.1.4 Module de déformation longitudinale

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

a) **Module de déformation instantané (courte durée) :**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.47MPa$, pour la poutre.
- $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.56MPa$, pour la dalle, entretoise et infrastructure.

b) **Module de déformation différée (longue durée) :**

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{40} = 12653.8 \text{MPa}$, pour la poutre
- $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{MPa}$, pour la dalle, entretoise et infrastructure.

III.2.1.5 Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

Avec : ν = coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson vaut :

- $\nu = 0,2$ Pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré (ELU).

III.2.2 L'acier

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

- **Les aciers actifs** qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- **Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimal d'une section de béton.

III.2.2.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, (Ils sont tendus que sous des sollicitations extérieures). Les aciers les plus utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes $f_e E500$, $f_e E400$ la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

Dans notre projet on a utilisé : des aciers courants à haute adhérence, de classe $f_e E500$, Leur limite élastique est de 500 MPa.

- Module d'élasticité : $E_s = 200\,000 \text{MPa}$

➤ **Contrainte limite :**

ELU : la contrainte admissible à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

ELS : la contrainte admissible de traction est donnée par les expressions suivant :

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Avec : η coefficient de fissuration qui a la valeur suivante :

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

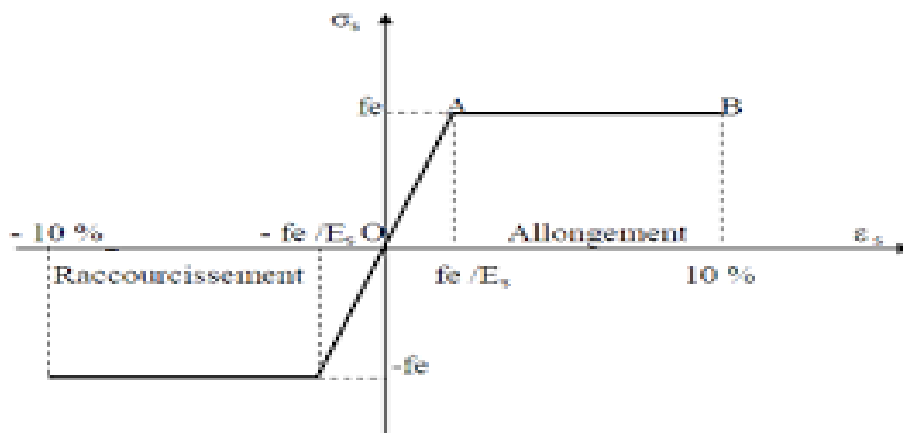


Figure III.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier BA.

III.2.2.2 Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance utilisés pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

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

$$P_0 = (0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})$$

Avec : f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : contrainte élastique garantie.

Ils sont constitués de câbles de 12T15

- ✓ Section des câbles..... $A_p = 180\text{mm}^2$
- ✓ Contrainte de rupture garantie $F_{prg} = 1860\text{MPa}$
- ✓ Contrainte élastique garantie..... $F_{peg} = 1643\text{MPa}$
- ✓ Relaxation des câbles à 1000 heures..... $p_{1000} = 2.5\%$ **TBR**
- ✓ Longueur conventionnelle de scellement ...1.15m
- ✓ Coefficient de fissuration1.30
- ✓ Coefficient de scellement.....1.30
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000\text{MPa}$.

III.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes focalisés sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers haute adhérence », armatures actives « torons », utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage. Ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques requises telles que : la résistance à la compression, la résistance de traction...etc.

IV.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons présentés les propriétés des matériaux utilisés pour construire notre ouvrage. Ce chapitre se concentre sur la détermination des caractéristiques géométriques des poutres et des poutres avec hourdis. Nous allons estimer les différences de capacité pour différentes sections. En d'autres termes, nous allons examiner comment les différentes formes et dimensions des poutres et des poutres avec hourdis peuvent influencer leur capacité à résister aux charges appliquées. Cela nous permettra de sélectionner les sections les plus appropriées pour nos éléments structurels afin de garantir la stabilité et la fiabilité de notre ouvrage.

IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale du pont $L = 324$ m composé de 09 travées indépendants de 36 m de longueur
- La portée des poutres $L = 36$ m
- La largeur de tablier $L = 15.75$ m
- La largeur rouable $L_r = 14.50$ m
- La largeur chargeable $L_c = 14.50$ m
- Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations : $n = L_c / 3 = 4$ voies
- La largeur d'une voies $v = L_c / n = 3,5$ et une voie d'arrêt d'urgence. Donc c'est un pont de 1 ère classe, $L_R \geq 7$ m

IV.3. Pré dimensionnement de la poutre

Une poutre est un élément structurel allongé en bois, en métal ou en béton, qui a une section constante dans sa partie courante. Cependant, des adaptations géométriques peuvent être nécessaires, telles que des épaisissements dans les âmes près des appuis, pour résister à l'effort tranchant et des renforcements dans la zone d'about, pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de **30** m.

Le prédimensionnement est fait selon le document « **SETRA** ».

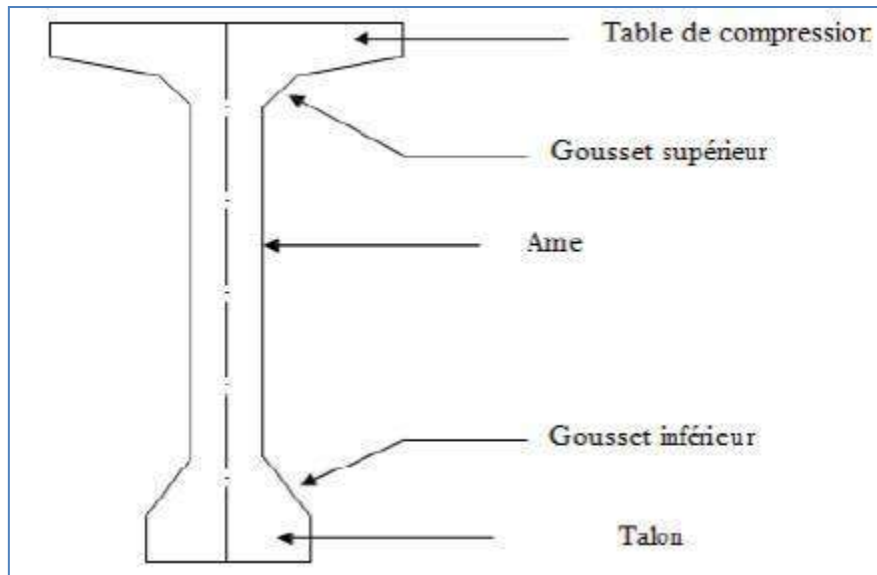


Figure IV. 1: Coupe transversale d'une poutre.

IV.3.1 L'espace entre axes des poutres

L'espace λ entre axes des poutres est :

$$1,5 \leq \lambda \leq 2,5$$

On fixe $\lambda = 1,75 \text{ m}$

IV.3.2 Le nombre des poutres

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espace

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

λ : Entente axes entre les deux poutres de l'extrémité.

L_a : est la distance entre axes d'appuis de rive : $L_a = 14\text{m}$

$$n = \frac{14}{1,75} + 1 = 9$$

Donc : $n = 9$ poutres

IV.3.3 Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, on risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte et même des sections de béton. Le dimensionnement des

poutres post tension est déterminé selon les recommandations de **SETRA**, la hauteur des poutres **PRAD** est déterminée à partir de l'élancement par la formule :

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{18}$$

L : distance entre axe des appuis de la travée.

Pour : L = 36m ; on a $1.64 \leq H_t \leq 2.00$

On prend : $H_t = 1.9m$

IV.3.4 Epaisseur de l'âme « b₀ »

➤ Section d'about :

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre le placement des ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $b_0 = 64cm$

➤ Section intermédiaire :

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme.

$$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ (cm)}$$

On fixe : $b_0 = 34cm$

➤ Section médiane :

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton.

$$18 \leq b_0 \leq 25 \text{ (cm)}$$

On fixe : $b_0 = 20cm$

IV.3.5 Table de compression « b »**IV.3.5.1 La largeur de la table de compression**

La largeur « b » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral. Elle est calculée comme suit :

$$0.6H_t \leq b \leq 0.7H_t$$

$$0.6 \times 1.90 \leq b$$

$$1.14 \leq b$$

Avec : $H_t = 1.90$ m.

Donc $1,14\text{m} \leq b$

On prend : $b = 0.76$ m.

IV.5.2 Epaisseur de la table de compression

L'épaisseur « e » de la table de compression est de :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

Donc : $e = 10\text{cm}$.

IV.3.6 Talon**IV.3.6.1 Largeur de talon b_t**

Les dimensions du talon sont commandées à la fois par la résistance à la flexion et par les conditions d'enrobage des câbles de précontrainte.

$$40\text{cm} \leq b_t \leq 70\text{cm}$$

Donc $b_t = 64\text{cm}$.

IV.3.6.2 Épaisseur du talon e_t

L'épaisseur du talon « e_t » est donnée par :

$$10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$$

On prend : $e_t = 20\text{cm}$.

IV.3.7 Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

IV.3.7.1 Gousset de table de compression

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 11^\circ; e_1 = 5\text{cm} \\ \alpha_2 = 36^\circ; e_2 = 8\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{A l'appui : } \{ \alpha_1 = 11^\circ; e_1 = 5\text{cm} \}$$

IV.3.7.2 Gousset de talon

$$\text{En travée : } \{ \alpha_3 = 57^\circ; 20\text{cm} \}$$

IV.4. Epaisseur du hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles et militaires, exceptionnelles) d'un pont et à transmettre ces derniers aux poutres.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

- **Hourdis intermédiaire** : Le hourdis intermédiaire est coulé entre les poutres dans le prolongement des tables de compression.

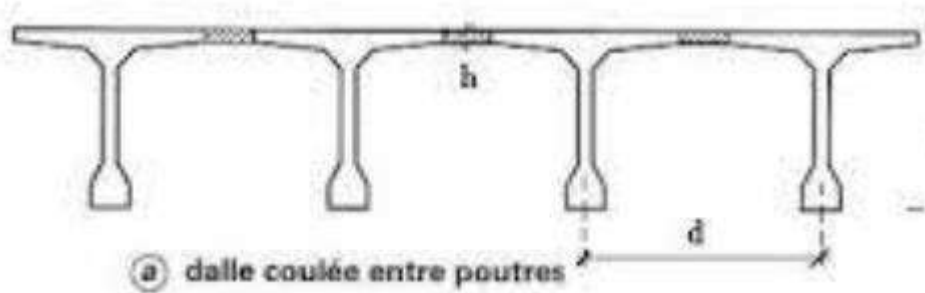


Figure IV. 2 : Hourdis intermédiaire.

- **Hourdis général** :

C'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de balattes en mortier de fibres ou en béton armé.

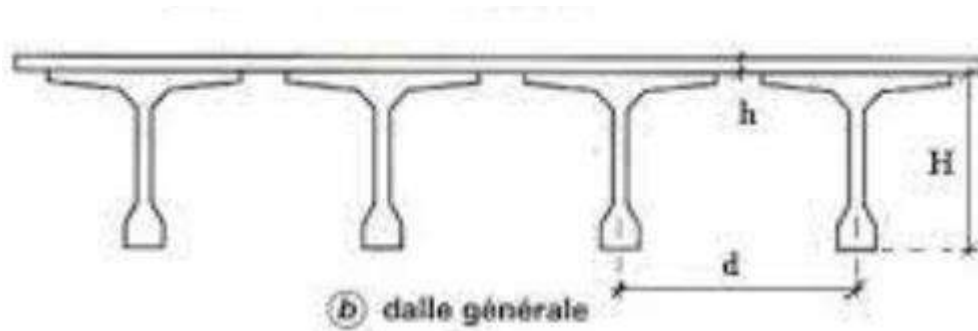


Figure IV. 3 : Hourdis général.

- ✓ Dans notre cas le type de hourdis utilisé est : **le hourdis général.**

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale de le hourdis liée à l'espacement entre axe des poutres.
- Non Existence d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

Il est donné par la formule suivante : $20 \leq h_0 \leq 30$

On fixe : $h_0 = 20$ cm.

IV.5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

IV.5.1 Notation utilisée

- Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême
- Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)
- B : section de l'élément
- I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ) tel que : $I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- ✓ Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$
- ✓ Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$
- h : hauteur du rectangle ou du triangle considéré
- b : base du rectangle ou du triangle considéré.

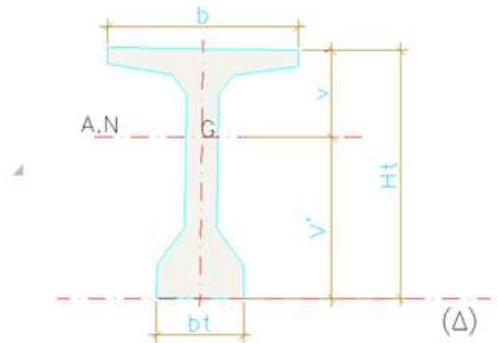


Figure IV. 4 : les notations utilisées.

- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

- S_{Δ} : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

- R : Rayon de giration, avec

$$R = \frac{I_G}{B}$$

- ρ : Rendement géométrique de la section, avec

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

- V et V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = ht - V' ; V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

IV.6. Caractéristiques géométriques des sections brutes

IV.6.1 Poutres sans hourdis

6.1.1 Section about

La section d'about est présentée par la figure IV.5 :

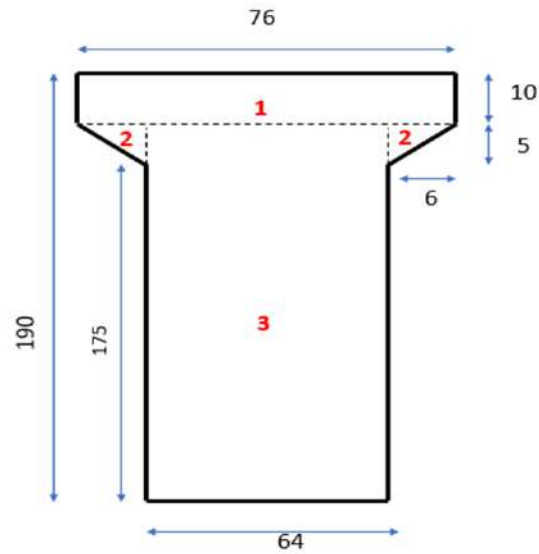


Figure IV. 5 : Section about de la poutre.

Tableau IV. 1: Caractéristique géométrique de la section about sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm)	z(cm)	$S\Delta=Bx Z$ (cm ³)	I0 (cm ⁴)	$I\Delta = I0+BxZ^2$ (cm ⁴)
1	76	10	760	185	140600	6333,333333	26017333,33
2	6	5	30	178,33	5349,9	41,66666667	954089,3337
3	64	180	11520	90	1036800	31104000	124416000
Totale			12310		1182749,9	31110375	151387422,7

IG (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ²	p(%)
37748322,26	96,0804143	93,9195857	3066,47622	33,9819711

6.1.2 Section intermédiaire

La section intermédiaire est présentée sur la figure IV.6 :

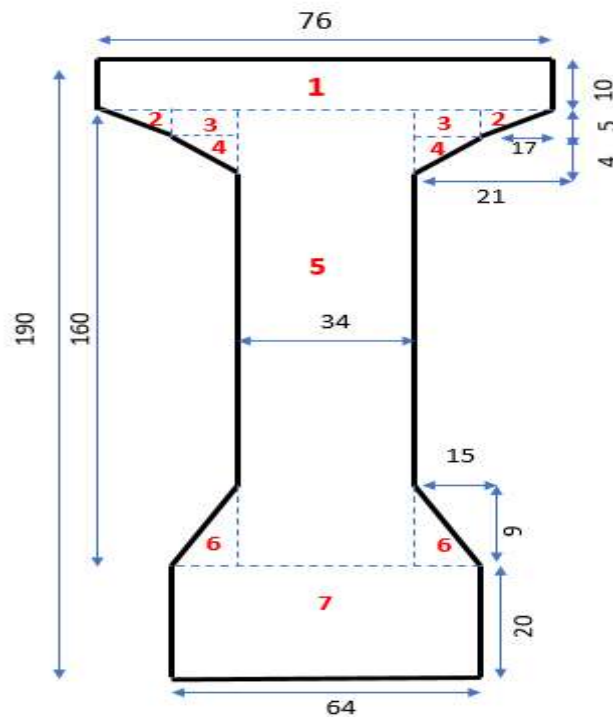


Figure IV. 6 : Section intermédiaire de la poutre.

Tableau IV. 2 : Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	z(cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴)
1	76	10	760	185	140600	6333,333333	26017333,33
2	17	5	85	178,33	15158,05	118,0555556	2703253,112
3	4	5	20	177,5	3550	83,33333333	630208,3333
4	4	4	16	173,66	2778,56	14,22222222	482538,9518
5	34	160	5440	90	489600	11605333,33	55669333,33
6	15	9	135	23	3105	607,5	72022,5
7	64	20	1280	10	12800	42666,66667	170666,6667
Totale			7736		667591,61	11655156,44	85745356,23

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	P (%)
28134374,1	86,2967438	103,7032562	3636,811544	40,6381562

6.1.3 Section médiane

La section médiane est présentée sur la figure IV.7 :

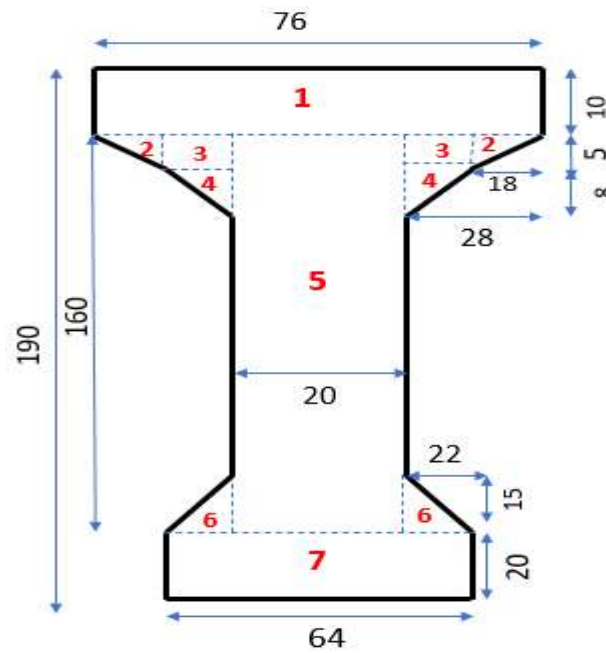


Figure IV. 7 : Section médiane de la poutre.

Tableau IV. 3 : Caractéristique géométrique de la section médiane sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B (cm)	z(cm)	$S\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I\Delta = I_0+BxZ^2$ (cm ⁴)
1	76	10	760	185	140600	6333,333333	26017333,33
2	18	5	90	178,33	16049,7	125	2862268,001
3	10	5	50	177,5	8875	208,3333333	1575520,833
4	10	8	80	172,3	13784	284,4444444	2375267,644
5	20	160	3200	95	304000	6826666,667	35706666,67
6	22	15	330	25	8250	4125	210375
7	64	20	1280	10	12800	42666,66667	170666,6667
Totale			5790		504358,7	6880409,444	68918098,15

IG (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ²	P (%)
24984126,08	87,10858377	102,8914162	4315,047682	48,1443692

IV.6.2 Poutres avec hourdis

Les caractéristiques géométriques des différentes sections avec hourdis sont présentées dans le tableau IV.4 :

Tableau IV. 4 : Caractéristiques géométriques des différentes sections avec hourdis.

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	SΔ(cm ⁴)	I0(cm ⁴)	IΔ (cm ⁴)
Section d'about	Poutre		12310		1182749,9	31110375	151387422,7
	Hourdis	175×20	3500	200	700000	116666,6667	140116666,7
	Poutre +hourdis		15810		1882749,9	31227041,67	291504089,3
Section intermédiaire	Poutre		7736		667591,61	11655156,44	85745356,23
	Hourdis	175×20	3500	200	700000	116666,6667	140116666,7
	Poutre +hourdis		11236		1367591,61	11771823,11	225862022,9
Section médiane	Poutre		5790		504358,7	6880409,444	68918098,15
	Hourdis	175×20	3500	200	700000	116666,6667	140116666,7
	Poutre +hourdis		9290		1204358,7	6997076,111	209034764,8

	IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
Section D'about	67294906	119,086015	90,91398482	4256,4773	39,315053
Section intermédiaire	59405382	121,715166	88,28483357	5287,05789	49,202058
Section médiane	52901301	129,640334	80,35966631	5694,43499	54,660346

IV.6.3 Section géométrique des sections nettes :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\%B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$

- $S_{\Delta}(\text{nette}) = S_{\Delta}(\text{brute}) - 8\% S_{\Delta}(\text{brute}) = 92\% S_{\Delta}(\text{brute})$
- $I_{\Delta}(\text{nette}) = I_{\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{\Delta}(\text{brute}) = 90\% I_{\Delta}(\text{brute})$

IV.7 Conclusion

Les caractéristiques géométriques des poutres, ainsi que les caractéristiques géométriques de leurs différentes sections avec ou sans hourdis sont bien présentées. Nous avons examiné comment les différentes formes et dimensions des poutres sans et avec hourdis, peuvent influencer leur capacité à résister aux charges appliquées. Cela nous permettra de sélectionner les sections les plus appropriées pour nos éléments structurels afin de garantir la stabilité et la fiabilité de notre ouvrage.

V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges, permanentes ou d'exploitations, que l'ouvrage doit supporter. D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées. L'ouvrage doit résister aux efforts le sollicitant suivantes :

- Les charges permanentes (CP) et (CCP).
- Les surcharges routières.
- Les surcharges sur trottoir.
- Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage.
- Force centrifuges.
- Combinaisons de charges.

V.2 Calcul des charges

On peut diviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteur principales vis-à-vis à leur rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP)
- Complément des charges permanente (CCP)

V.2.1 Caractéristiques du pont

Les caractéristiques géométriques de notre pont sont :

- Largeur totale du tablier : 15,75m.
- Largeur chargeable : 14,50m.
- Largeur roulable : 14,50 m.

Tableau V. 1: Classe des ponts.

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5.5m$

- Nombre de voies de circulations :

$$N = \frac{L_r}{3} \Rightarrow \frac{14.5}{3} = 4.5$$

Nombre de voies est : 3 voies pour la circulation des véhicules, plus une voie pour la bande d'arrêt d'urgence.

- Largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_r}{3} \Rightarrow \frac{10.5}{3} = 3.5\text{m}$$

- Classe du pont : Pont de 1^{ère} classe.
- Nombre de poutres : 9 poutres.
- Longueur de la poutre : 36 m.
- Nombre de travées : 9 travées.
- Epaisseur de la dalle : 0,20 m.
- Largeur des trottoirs : $L_{t1} = 0,75$ m, $L_{t2} = 0,49$ m

V.2.2 Charges permanente (CP)

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

- **Éléments porteurs** : poids propre de tablier (poutres, entretoises, hourdis).
- **Éléments non porteurs** : la superstructure qui est constituée à son tour de (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

a) La dalle (hourdis) :

Épaisseur de la dalle est de 20cm.

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre est :

$$P_i = 0,20 \times 0,76 \times 36 \times 2,5 = 13,68\text{t}$$

- Le poids propre de la dalle qui revient à toutes les poutres (une seule travée) :

$$P_d = P_i \times N_p$$

$$P_d = 13,68 \times 9 = 123,12\text{t}$$

- Espace entre les poutres

$$P_e = (0,99 \times 0,20 \times 36 \times 2,5 \times 8) + (0,495 \times 0,20 \times 36 \times 2,5 \times 2) = 160,38\text{t}$$

- Poids totale du hourdis :

$$P_d = 123,12 + 160,38 = 283,5\text{t}$$

- Le poids de la dalle par mètre linéaire :

$$P_d = \frac{P_d}{36}$$

$$P_d = \frac{283.5}{36}$$

$$P_d = 7.875 \text{ t/ml}$$

b) Les poutres :

- **D'about :**

Avec : $S_1 = 1.231 \text{ m}^2 \Rightarrow S_1 = \text{la surfasse}$

$$V_1 = 1.231 \times 2.57 = 3.163 \text{ m}^3 \Rightarrow V_1 = \text{le volume}$$

$$P_1 = 3.163 \times 2.5 \times 2 = 15.818 \text{ T} \Rightarrow P_1 = \text{le poids}$$

- **Intermédiaire :**

$$S_2 = 0.7736 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 0.7736 \times 5.52 = 4.270 \text{ m}^3$$

$$P_2 = 4.270 \times 2.5 \times 2 = 21.351 \text{ T}$$

- **Médiane :**

$$S_3 = 0.5790 \text{ m}^2$$

$$V_3 = 0.5790 \times 9.91 = 5.737 \text{ m}^3$$

$$P_3 = 5.737 \times 2.5 \times 2 = 28.689 \text{ T}$$

$$P_{p \text{ total}} = 9 \times (P_1 + P_2 + P_3) = 9 \times (15.818 + 21.351 + 28.689) = 592.722 \text{ T}$$

$$P_{p \text{ total}} \left(\frac{\text{T}}{\text{ml}} \right) = \frac{592.722}{36} = 16.465 \text{ T/ml}$$

c) Entretoise :

La longueur de la poutre est de 36 m qui est une valeur supérieure à 30 m, donc il est nécessaire de prévoir des entretoises d'abouts. L'entretoise est présentée sur la figure V.1 :

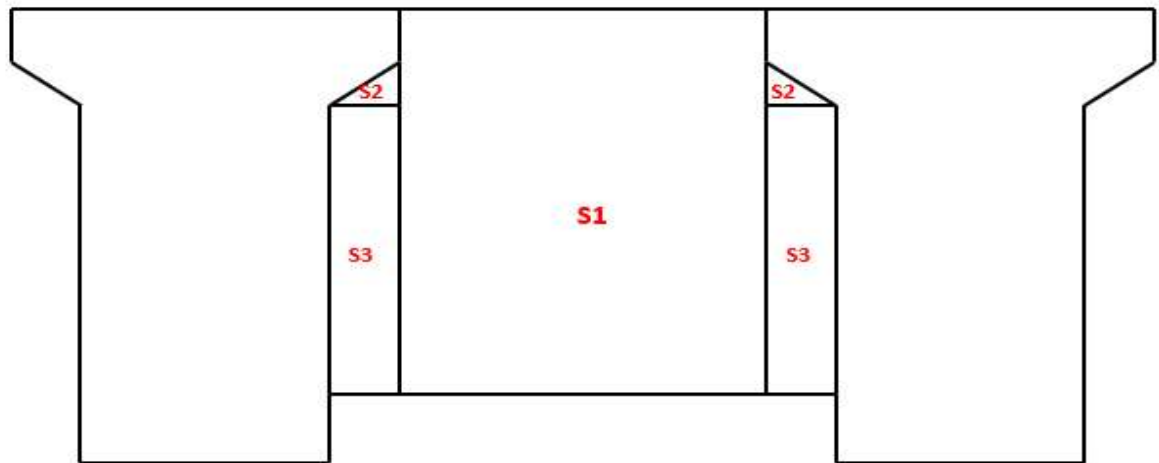


Figure V. 1: Les dimensions d'entretoise.

Epaisseur de l'entretoise : 30 cm ;

$$P_{1ent} = (S_1 + 2S_2 + 2S_3) \times 0.3 \times 2.5$$

$$P_{1ent} = \left[(0.99 \times 1.70) + 2 \times \left(\frac{0.06 \times 0.05}{2} \right) + 2(0.06 \times 1.55) \right] \times 0.3 \times 2.5$$

$$P_{1ent} = 1.404 \text{ t}$$

$$P_{ent} = P_{1ent} \times 2 \times 8$$

$$P_{ent} = 1.404 \times 2 \times 8$$

$$P_{ent} = 22.464 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{36}$$

$$P_{ent} = \frac{22.464}{36}$$

$$P_{ent} = 0.624 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$CP = P_p + P_d + P_{ent}$$

$$CP = 16.465 + 7.875 + 0.624$$

$$CP = 24.96 \text{ t/ml}$$

V.2.3 La charge complémentaire permanente (CCP)

La charge complémentaire permanente (CCP) est constituée de :

- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

➤ Le revêtement

a) La corniche :

Notre corniche est schématisée par la figure V.2 :

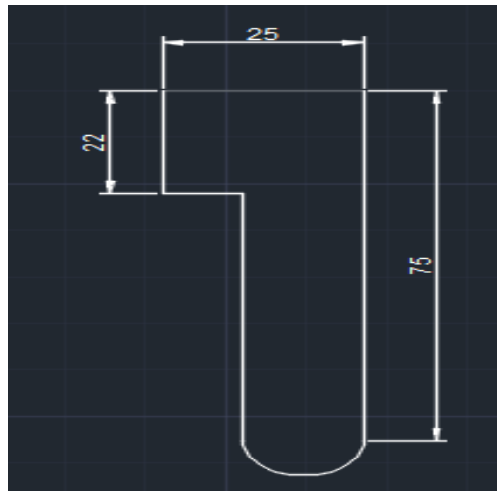


Figure V. 2 : Schéma présentatif de la corniche.

Le poids de la corniche « P_{corniche} » est donné par :

$$P_{\text{corniche}} = \gamma_b \times L \times S$$

S : la surface de la corniche.

$$S = (0.75 \times 0.15) + (0.22 \times 0.10) + \left(\frac{0.075^2 \times \pi}{2} \right) = 0.143 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{corniche}} = 2.5 \times 1 \times 0.143 = 0.3575 \text{ T /ml}$$

b) Trottoirs

Le poids du trottoir « P_t » est obtenu comme suit :

$$P_t = \gamma_b \times L \times S$$

$$P_t = P_{t1} + P_{t2}$$

$$P_t = [(0.60 \times 0.22 \times 1) + (0.50 \times 0.22 \times 1)] \times 2.5 = 0.687 \text{ t/ml}$$

c) Le garde-corps

Le poids de garde-corps « P_g » est de : $0.2 \text{ t/ml} \times 2$

$$P_g = 0.4 \text{ t/ml}$$

d) La glissière de sécurité

Le poids de la glissière « P_S » de sécurité est $0.06 \text{ t/ml} \times 2$

$$P_S = 0.12 \text{ t/ml}$$

e) Le revêtement

On a une couche de revêtement de 7 cm, le poids « P_r » de revêtement est de :

$$P_r = e_r \times L_r \times \rho_r$$

e_r : épaisseur du revêtement

L_r : la largeur de la chaussée

ρ_r : masse volumique de revêtement **2.2 t/m³**

$$P_r = 0.07 \times 14.50 \times 2.2$$

$$P_r = 2.233 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$CCP = P_{\text{corniche}} + P_t + P_g + P_s + P_r$$

$$CCP = 0.3575 + 0.687 + 0.4 + 0.12 + 2.233$$

$$CCP = \mathbf{3.7095 \text{ t/ml}}$$

Poids total du tablier : $P_{\text{tab}} = C_p + C_{cp}$

$$P_{\text{tab}} = 24.96 + 3.7095 = 14.336 \text{ t/ml}$$

$$G = 28.699 \times 36$$

$$G = \mathbf{1032.084}$$

V.3 Calcul des surcharges (charges d'exploitations)

Selon le RCPR on distingue plusieurs systèmes d'exploitation :

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs.

V.3.1 Système de charges A(l)

$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$; pour une portée $L \geq 200\text{m}$

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

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{36+12} = 980 \text{ Kg /m}^2 = \mathbf{0.98 \text{ T/m}^2}$$

L : longueur chargée (L=36m).

- a_1 : déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voie chargées .

Tableau V. 2: Les valeurs de coefficient a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère}	1	1	0.90	0.75	0.70
2 ^{ème}	1	0.90	/	/	/
3 ^{ème}	0.90	0.80	/	/	/

Nombre de voies : $N_v = 3$ voies

Classe de pont : 1 classe

Par mesure de sécurité on prend : $a_1 = 0,75$

- Coefficient a_2 :

$$a_2 = \frac{L_{v0}}{l_v} = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

Avec :

v : La largeur d'une voie = 3.50 m

v_0 : Valeur donnée par le tableau selon la classe de pont (valeurs de v_0) = 3.50 m

Tableau V. 3: Valeur de V_0

La classe	La largeur d'une voie v_0
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

Si $A(l) \leq 4 - 0,002L \Leftrightarrow$ alors : $A = \max \{ a_1 A(l) ; 4 - 0,002l \}$

Si $A(l) > 4 - 0,002L \Leftrightarrow$ alors : $A = a_1 \times a_2 \times A(l)$

❖ **Vérification**

$$4 - 0,002L = 4 - 0,002 \times 36 = 3.928 \text{ (KN/m}^2\text{)} \Rightarrow (1) > 4 - 0,0021$$

Donc $A = a_1 \times a_2 \times A(l)$

$$A = 1 \times 0.75 \times 0.98 = 0.735 \text{ t/m}^2$$

- ✓ Pour une voie chargée : $Q_{A(l)} = 0,735 \times 3.5 = 2.572 \text{ t/ml}$
- ✓ Pour deux voies chargées : $Q_{A(l)} = 0,735 \times 7 = 5.145 \text{ t/ml}$
- ✓ Pour trois voies chargées : $Q_{A(l)} = 0,735 \times 10.5 = 7.717 \text{ t/ml}$
- ✓ Pour quatre voies chargées : $Q_{A(l)} = 0,735 \times 13,5 = 9.922 \text{ t/ml}$.

V.3.2 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système Bc qui se compose de camions types (30 t) ;
- ✓ Le système Bt se compose de 2 essieux dit « essieux tandems », (32 t) ;
- ✓ Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t)

1. Système Bc :

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux.

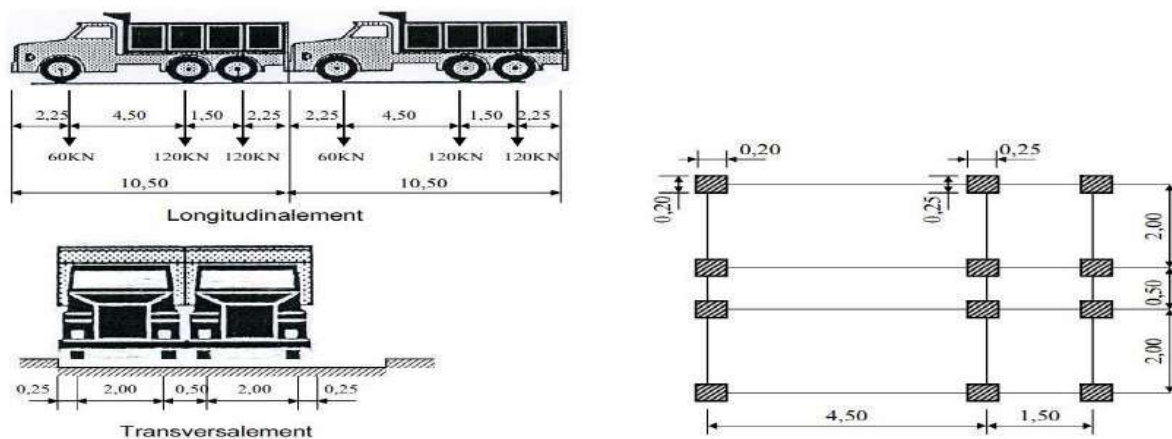


Figure V. 3: Système de charge BC.

Les sollicitations calculées sous ce type de convoi, sont pondérées par un coefficient b_c dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Tableau V. 4: Valeur du coefficient bc

N ^{bre} de voie	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{er} classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 ^{eme} classe	1	1	-	-	-
3 ^{eme} classe	1	0.8	-	-	-

➤ **Détermination du coefficient de majoration dynamique :**

D'après l'article 6.2.1.1 du R.C.P.R 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration pour ce système :

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

L : portée de la travée = 36 m

G : poids total du tablier 5016.11t

Q : la charge du véhicule pondéré

$$Q = \max \{Bc \times bc \times n \times 2 ; Bt \times bt \times n \times 2 ; Br\}$$

$$Q = \max \{30 \times 0.8 \times 4 \times 2 ; 16 \times 1 \times 4 \times 2 ; 10\}$$

$$Q = \max \{192 ; 128 ; 10\} \rightarrow Q = 192t$$

$$\delta B = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1032.084}{192}}$$

$$\delta B = 1.075$$

2. Surcharge bt :

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2 x 16 t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160 KN.

- Distance des deux essieux 1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m.

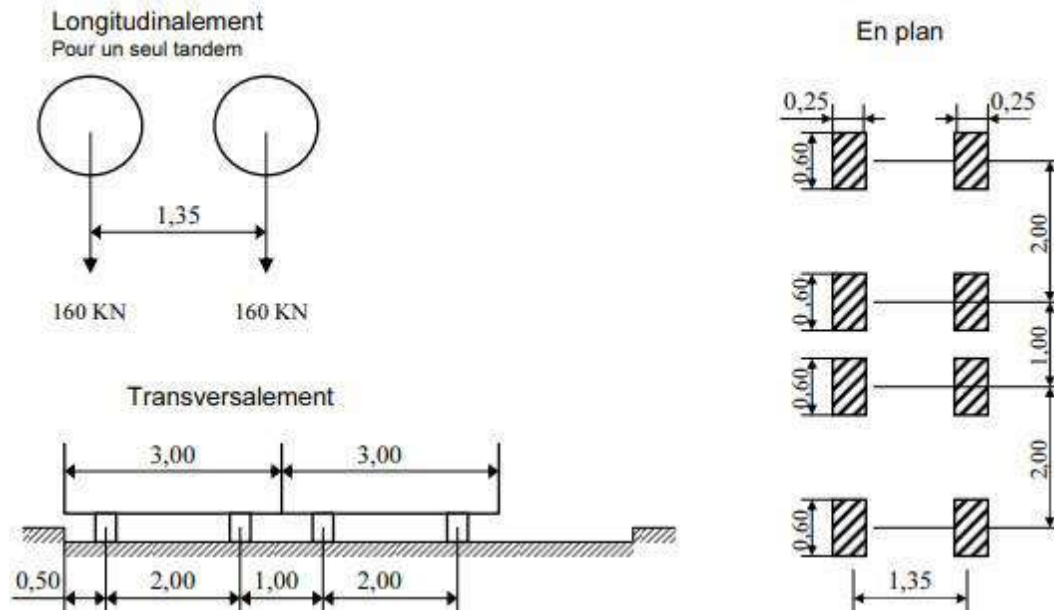


Figure V. 4: Système Bt

$$B_t = 2 \times (16 \times n \times b_t) \times \delta_B$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul = 3 voies

b_t = en fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système Bt est multipliée par un coefficient b_t déduit de tableau suivant :

Tableau V. 5 : valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

$b_t = 1.2$ pour un pont de première classe.

$$B_t = 2 \times (16 \times 3 \times 1.2) \times 1.054 = 121.42t$$

V.3.3 Système de charge militaire Mc120

C'est un système à deux chenilles et qui a un poids de 110 t. Chaque chenille a une surface de contact de (6.1x 1) m² ; et donc, une charge répartie de 18.032 t/ml longitudinalement.

Longitudinalement : La distance libre entre les points de contact de deux véhicules successifs avec la chaussée doit être au moins égale à 30,5 m.

Transversalement : un seul convoi est supposé circuler sur la chaussée.

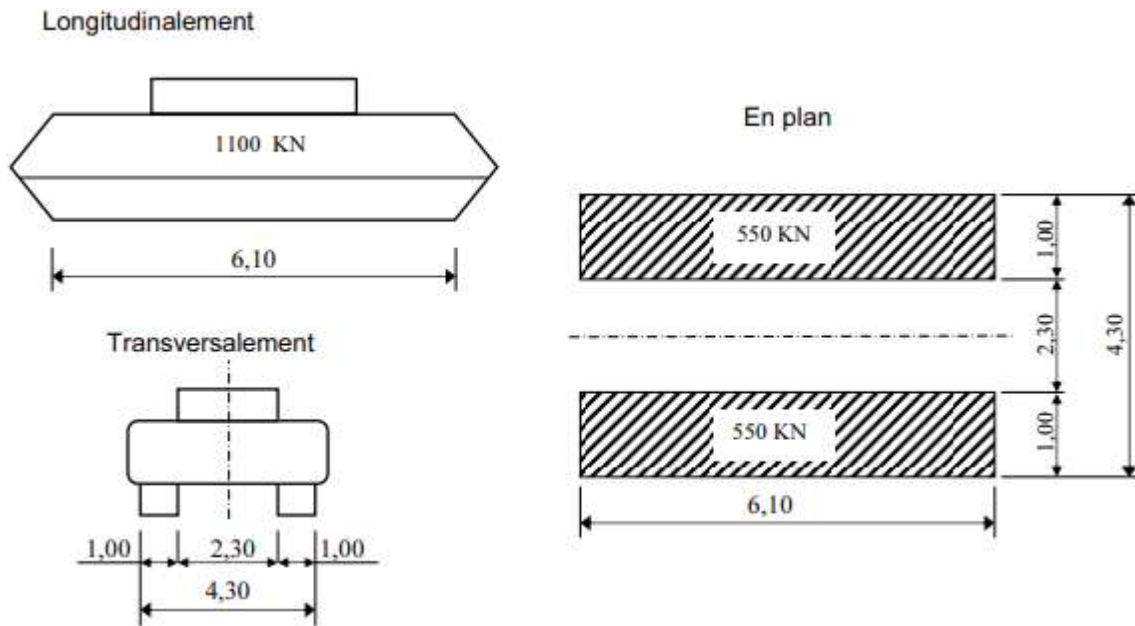


Figure V. 5 : Convoi MC120.

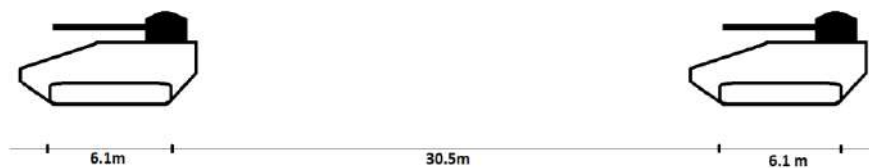


Figure V. 6 : La distance entre deux véhicules type MC120.

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1032,084}{110}}$$

$$\delta = 1.075$$

V.3.4 Charge exceptionnelle D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total : $P = 240t$.

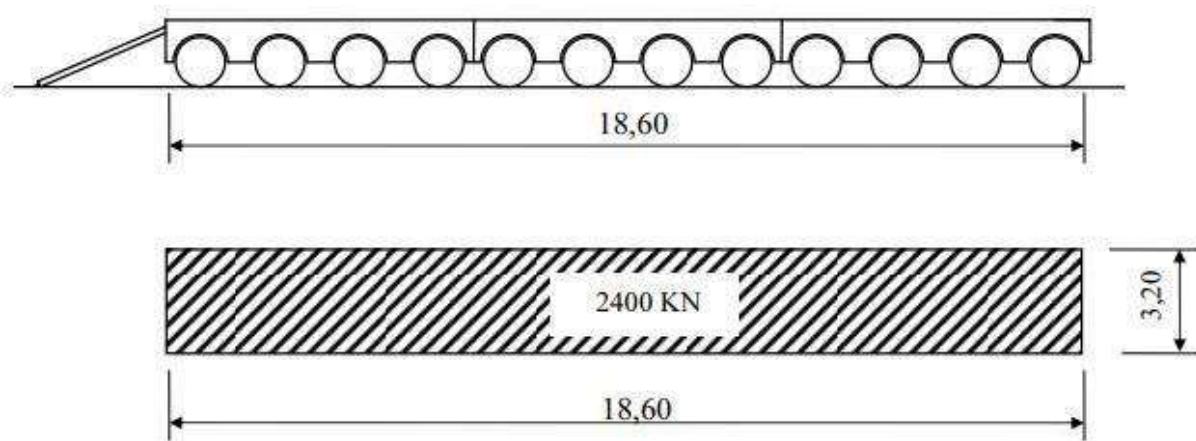


Figure V. 7 : Système D240.

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,5} = 12.903t/ml$$

V.3.5 Charge sur trottoirs

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, on va les assimiler à une charge répartie. Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de $0.15 t/m^2$ (selon le fascicule 61-titre II).

- ✓ Trottoir 1 : $L_{t1} = 0,75m$
- ✓ Trottoir 2 : $L_{t2} = 0,5m$

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Trottoir de gauche chargé : $P_{trottoir} = 0,150 \times 0,5 = 0,075 t/ml$
- Trottoir de droite chargé : $P_{trottoir} = 0,150 \times 0,75 = 0,1125 t/ml$

- Les deux trottoirs chargés : $P_{\text{trottoir}} = 0,150 \times 1,25 = 0,1875\text{t/ml}$.

V.4 Conclusion

Après la détermination des différentes charges et surcharges, que doit notre ouvrage supporter, on procèdera aux caractéristiques géométriques et prédimensionnement.

VI.1 Introduction

Pour modéliser le tablier du pont, nous avons opté pour le calcul numérique en utilisant le logiciel basé sur la méthode des éléments finis Autodesk « Robot Structural Analysis Professional 2016 ».

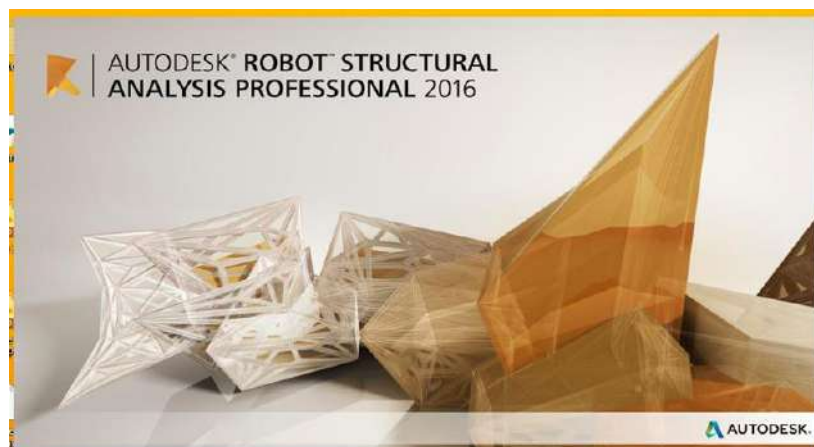
VI.2 Présentation du logiciel robot

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et d'analyse de structures. Il est utilisé par les ingénieurs en structures pour analyser différents types de structures tels que des bâtiments, des ponts, des structures spécialisées, etc. Le logiciel offre une solution d'analyse extensible et adaptable pour les différents pays, en utilisant un ensemble complet de codes de conception.

Le logiciel permet de calculer une grande variété de structures en quelques minutes plutôt qu'en quelques heures, ce qui permet aux ingénieurs de gagner du temps et d'optimiser leurs travaux. Autodesk Robot Structural Analysis Professional, peut analyser des charpentes simples ainsi que des éléments finis complexes et concevoir des structures en acier ou en béton armé.

En outre, le logiciel est parfaitement interopérable avec les autres produits de génie des structures d'Autodesk ainsi qu'avec les applications de tiers. Cela permet aux ingénieurs de travailler plus efficacement et de mieux collaborer avec d'autres professionnels du secteur.

En somme, Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un outil essentiel pour les ingénieurs en structures qui souhaitent analyser et concevoir des structures de manière efficace, rapide et précise.



Figures VI. 1: Logo du logiciel Autodesk Robot Structural Professional.

VI.3 Les étapes de la modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 9 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 9 poutres de longueur de 36 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section, elles sont appuyées sur des appuis simple sur les deux côtés, la dalle est considérée comme un élément de panneaux.

- **Etape 01 :**

La 1ère étape c'est le choix d'affaire comme montré sur la figure (VI.2) suivante :

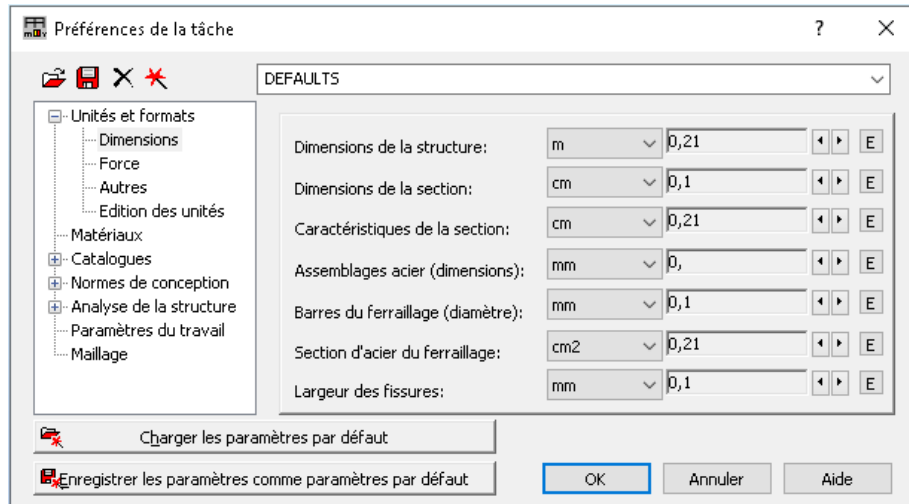


Figures VI. 2 : Choix d'affaire.

- **Etape 02 :**

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

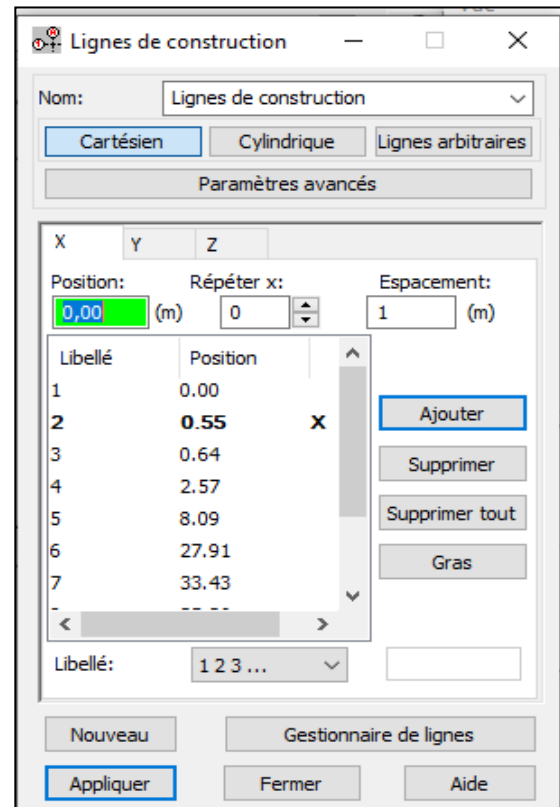
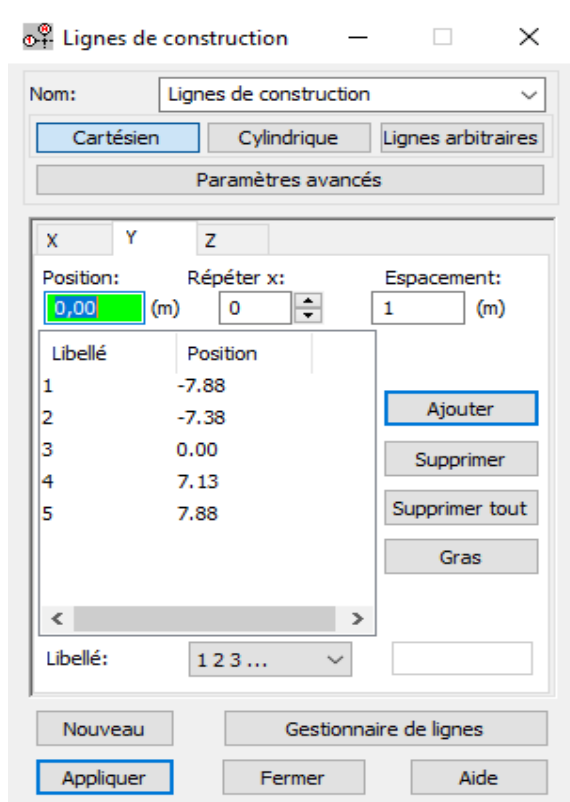
- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.



Figures VI. 3 : Définition des unités et normes.

- **Etape 03 :**

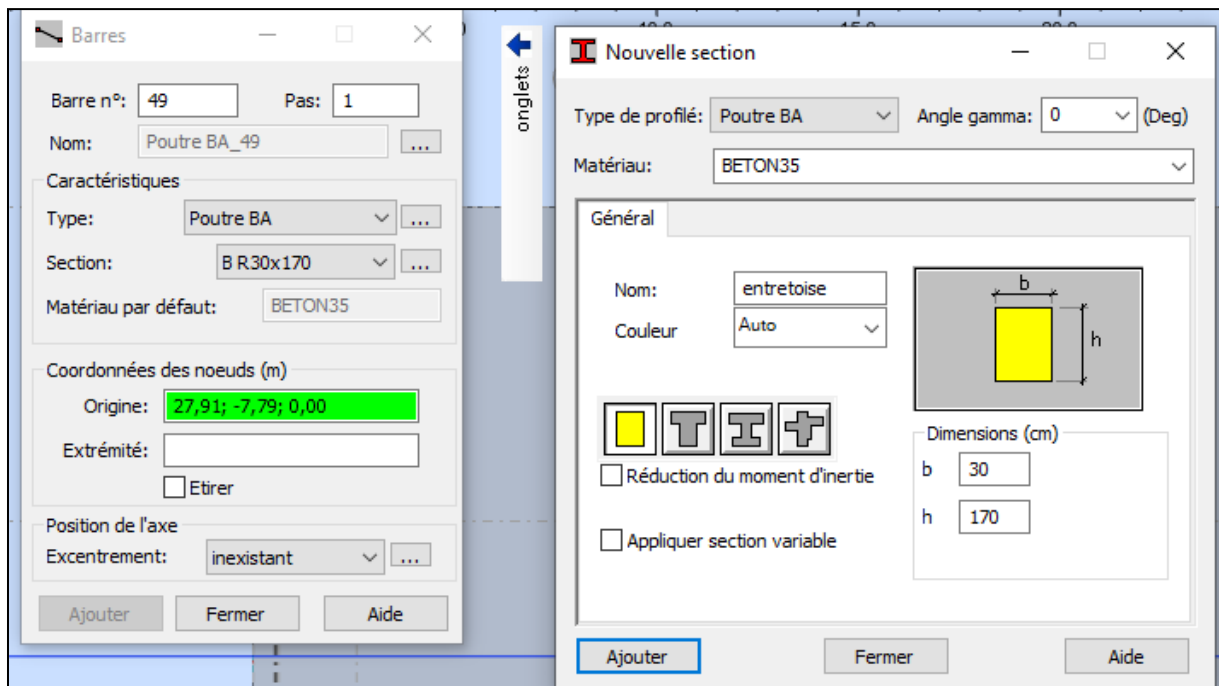
La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).



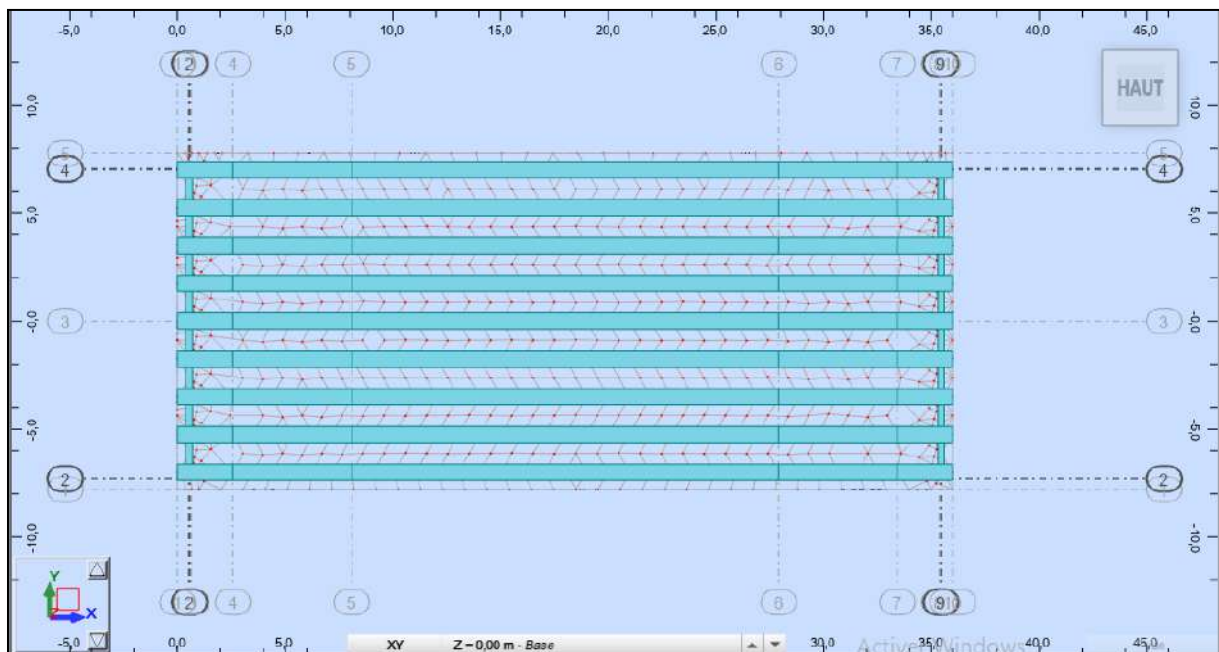
Figures VI. 4 : Les lignes de construction.

- Etape 04 :

Choix de type de poutre et définitions des poutres et entretoises :



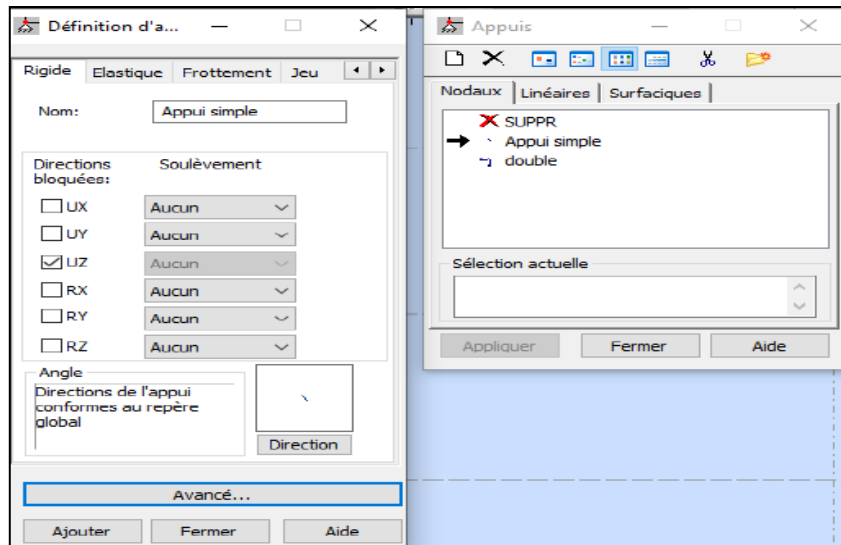
Figures VI. 5 : Choix de type de poutre.



Figures VI. 6 : Définition des poutres et les entretoises.

- Etape 05 :

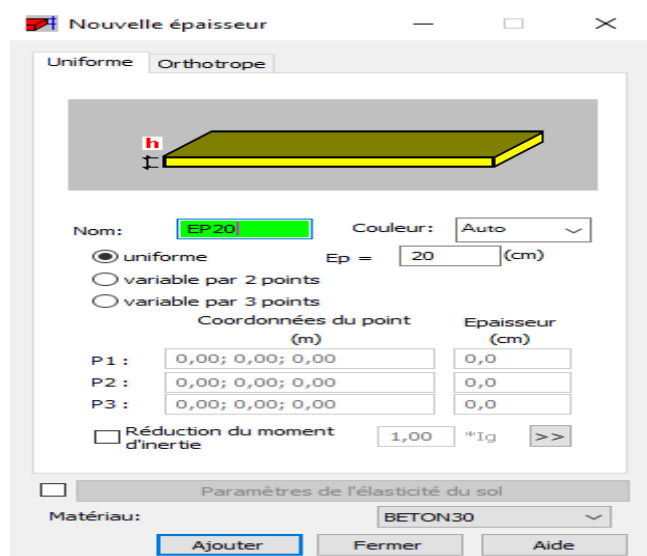
Définition des appuis :



Figures VI. 7 : Définition des appuis.

- Etape 06 :

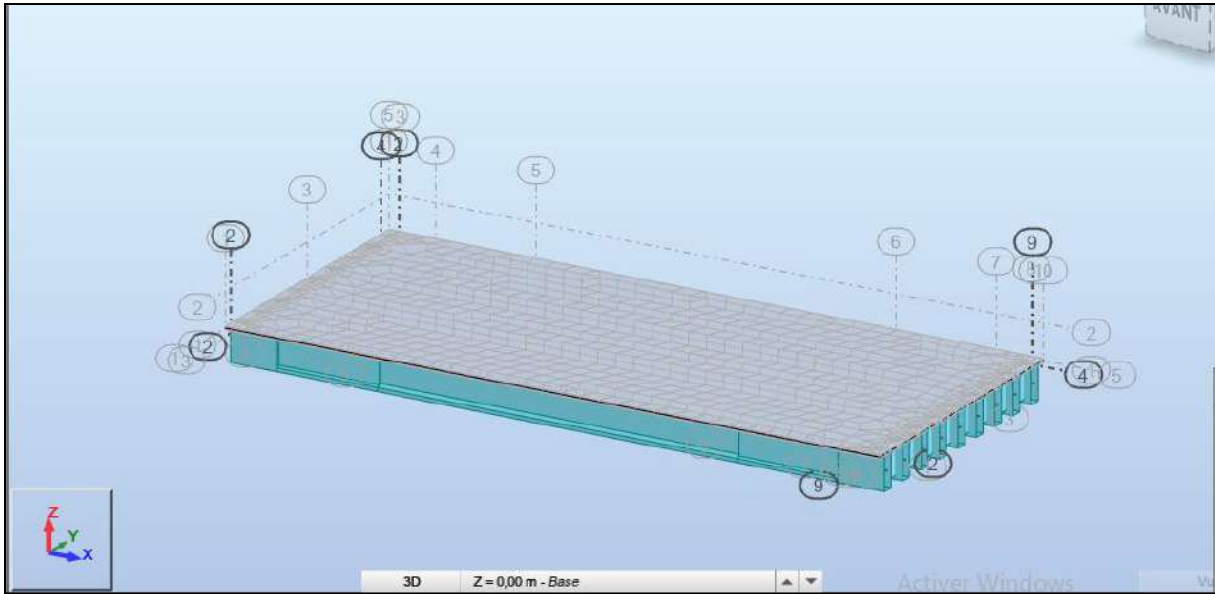
La modélisation de la dalle :



Figures VI. 8 : Modélisation de la dalle.

- Etape 07 :

Modélisation du tablier :



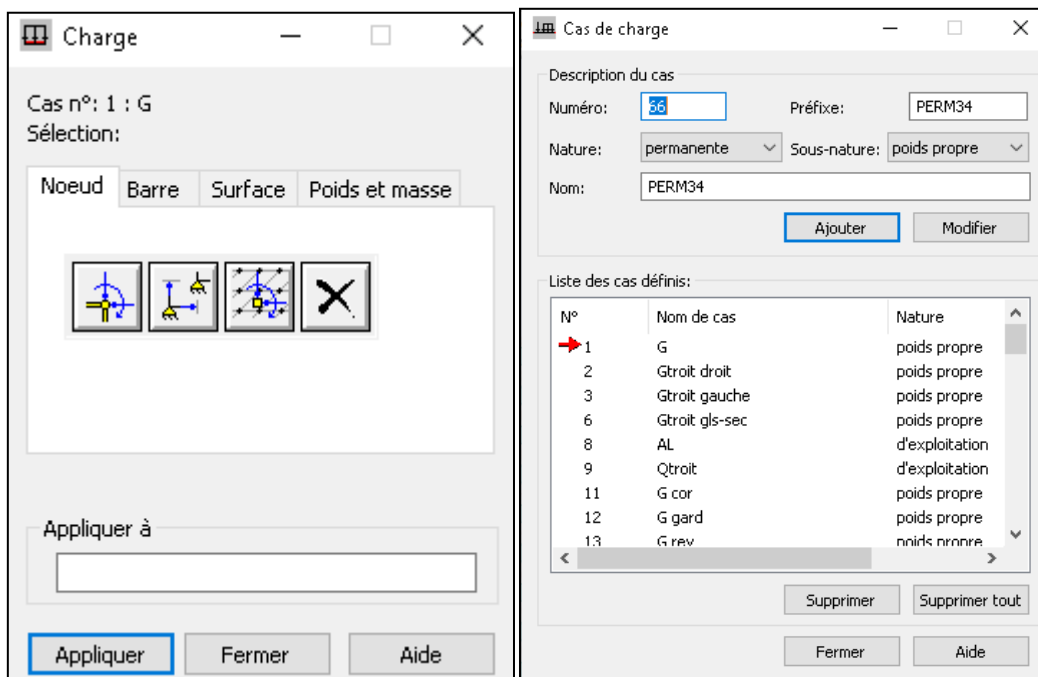
Figures VI. 9 : Modélisation de tablier.

• **Etape 08 :**

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliquer les différents chargements de la structure

a) Les charges permanentes :

Qui sont définie comme suit :

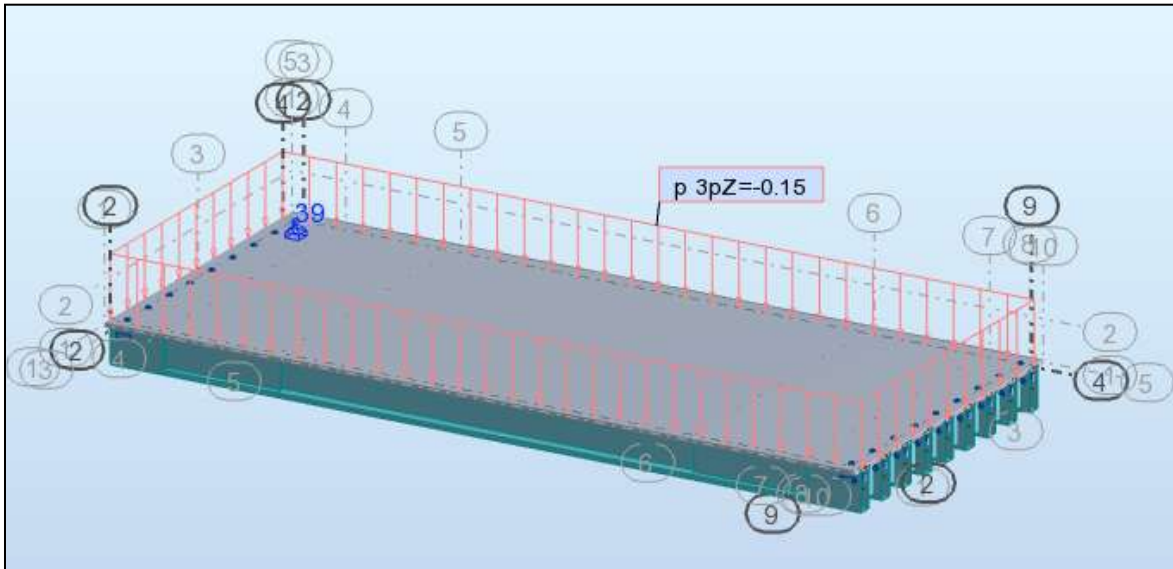


Figures VI. 10 : Définition et application des charges permanentes.

✓ Poids propre du tablier :

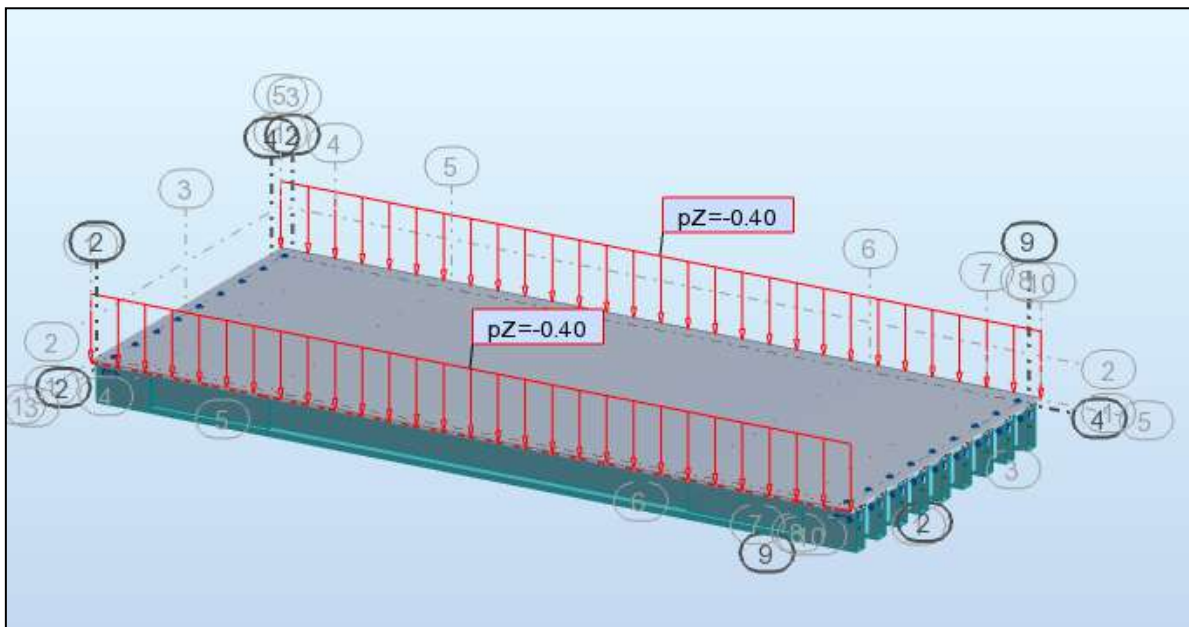
Est généré automatiquement par le logiciel.

✓ Revêtement :



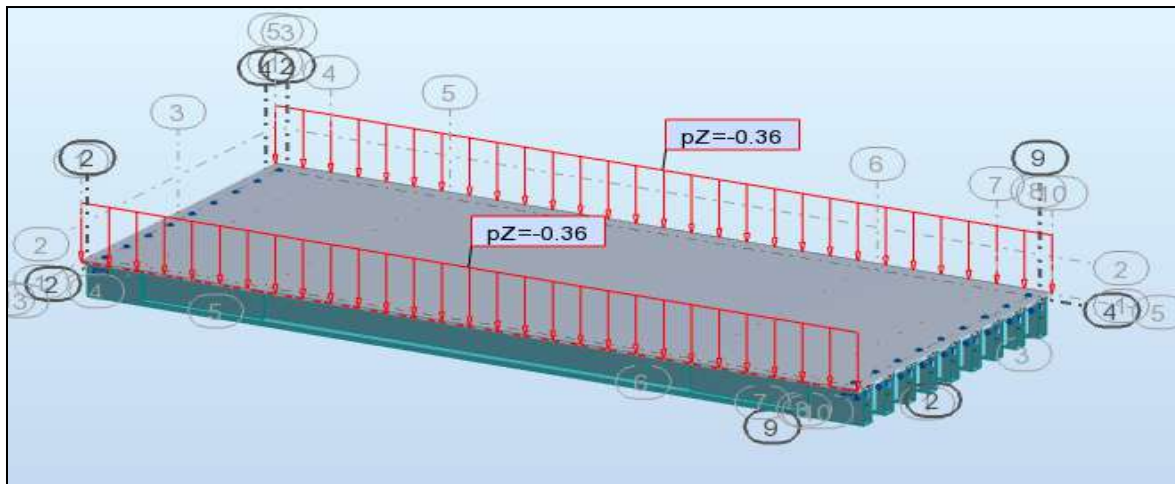
Figures VI. 11 : Chargement sous poids de revêtement.

✓ Garde-corps :



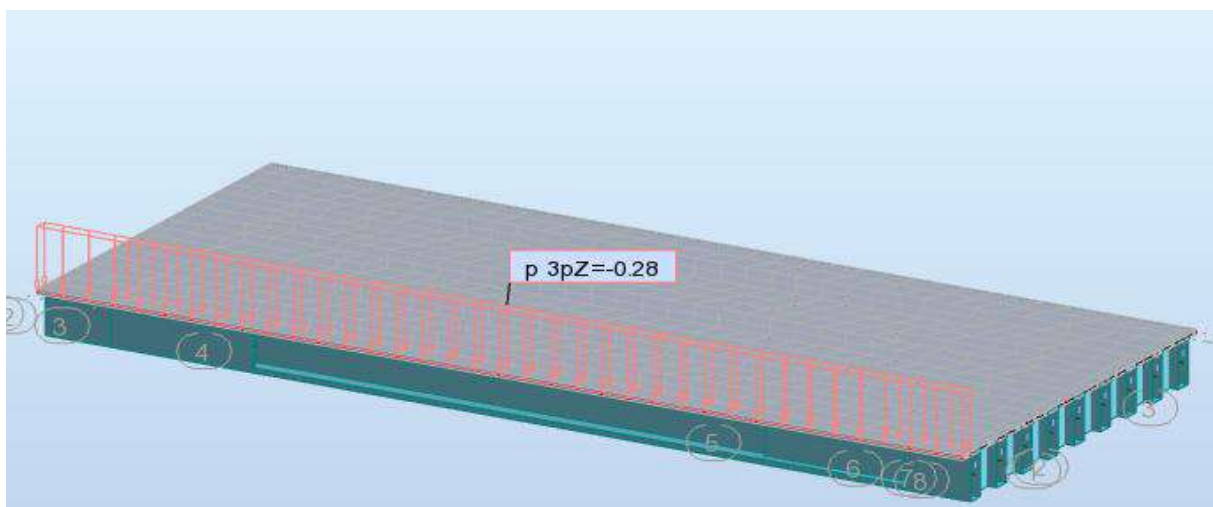
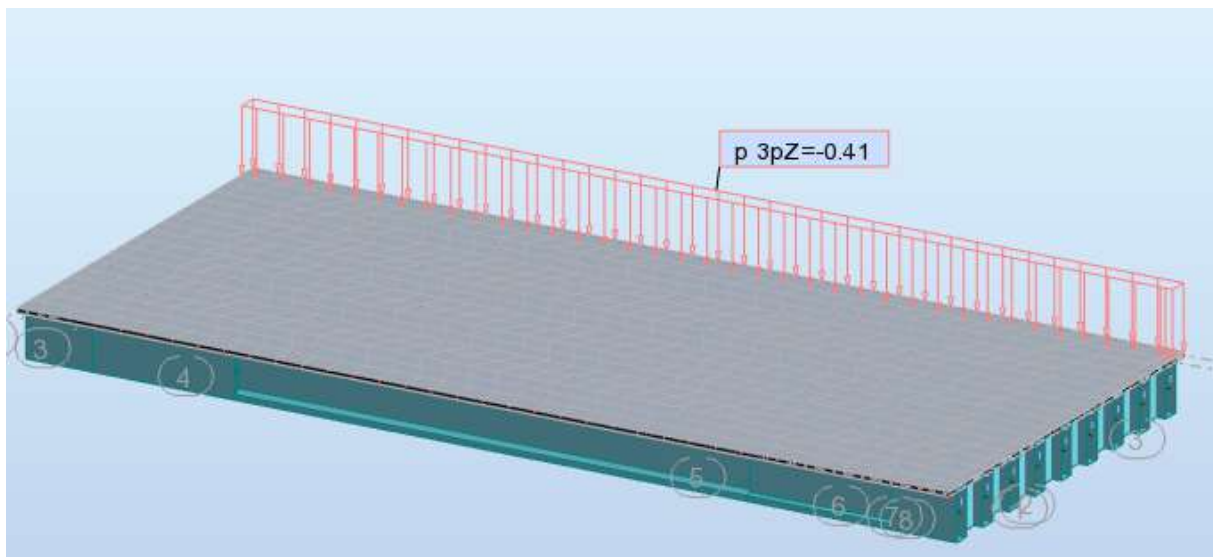
Figures VI. 12 : Chargement sous poids du garde-corps.

✓ Corniche :



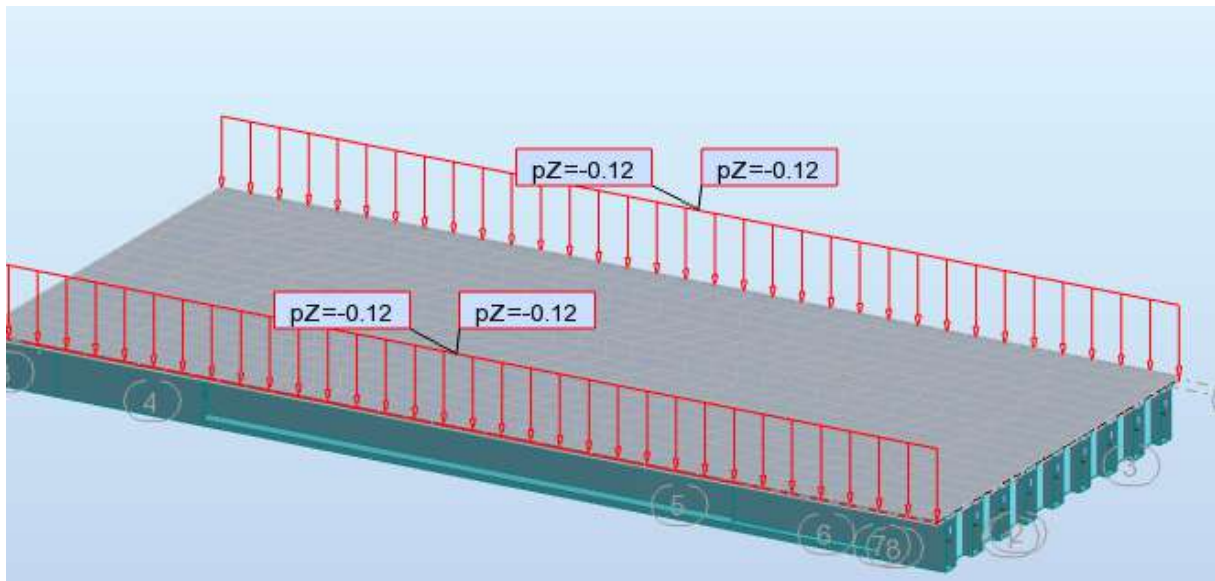
Figures VI. 13 : Chargement sous la charge de la corniche.

✓ Les trottoirs :



Figures VI. 14 : Chargement sous la charge des trottoirs.

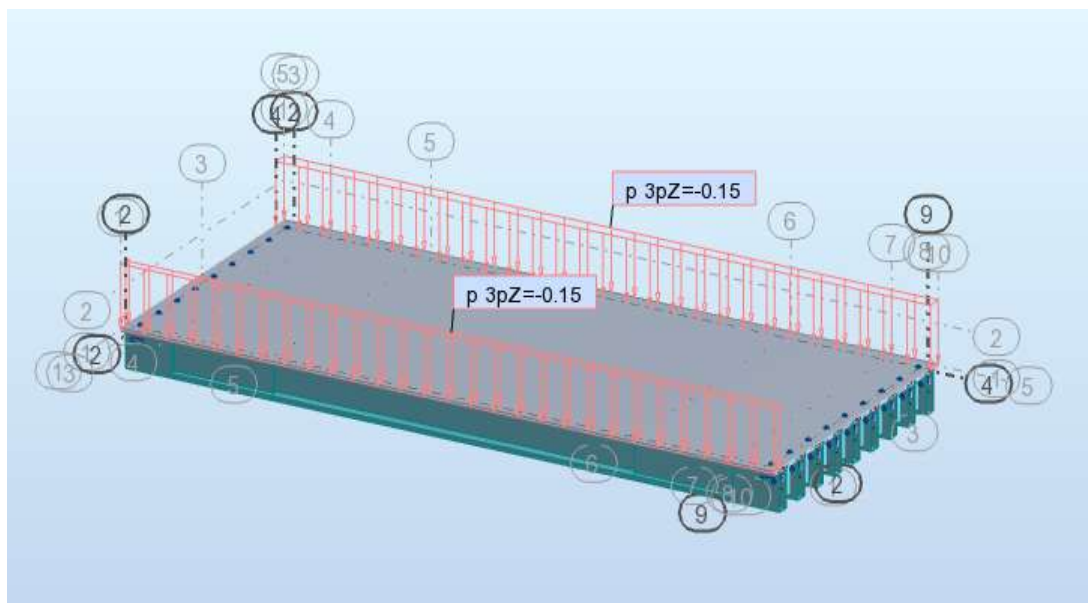
✓ Glissière :



Figures VI. 15 : Chargement sous la charge de la glissière.

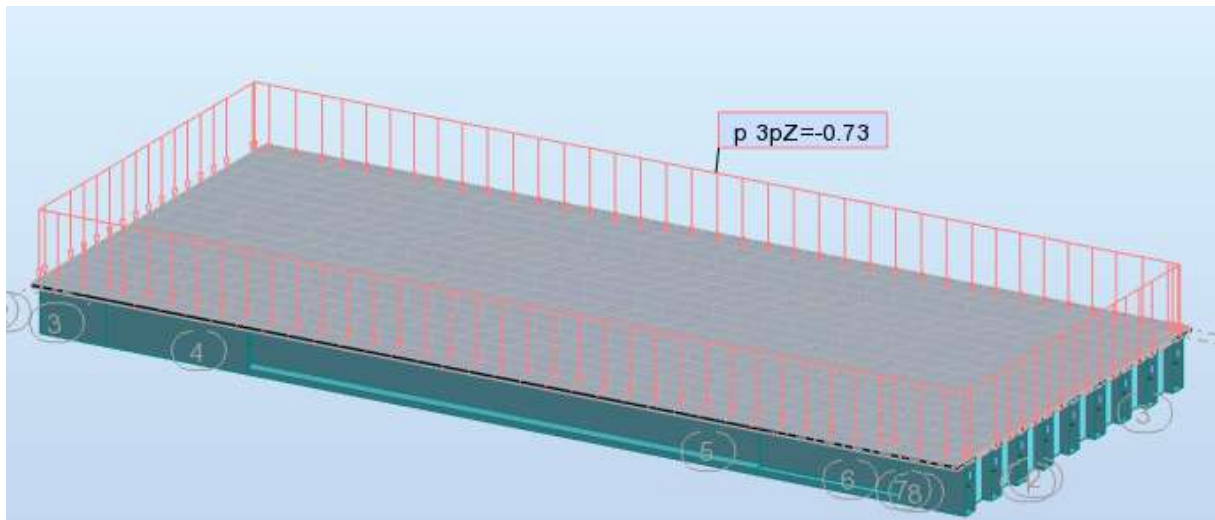
b) Charge d'exploitations :

D'après le FASCICULE N° 61 TITRE II : Q trottoirs : 0.15 T/m^2 (charge surfacique uniforme)



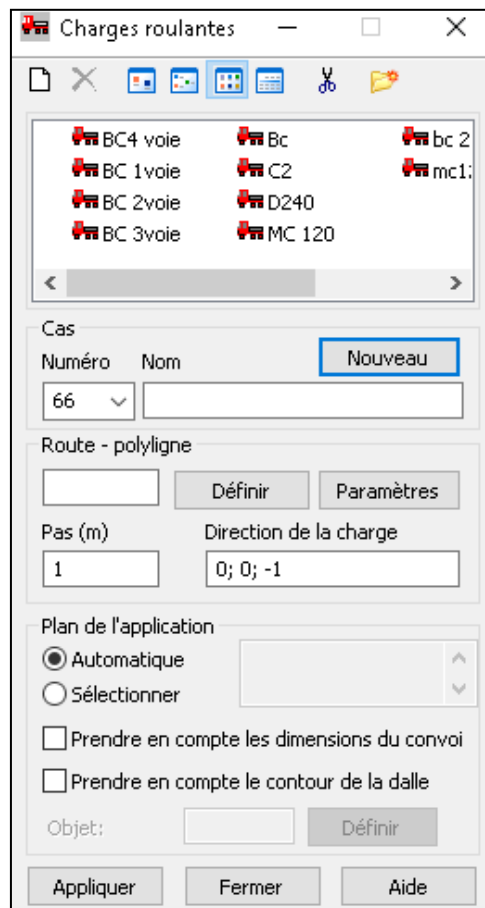
Figures VI. 16 : Chargement de trottoir.

✓ **Système A1 :**



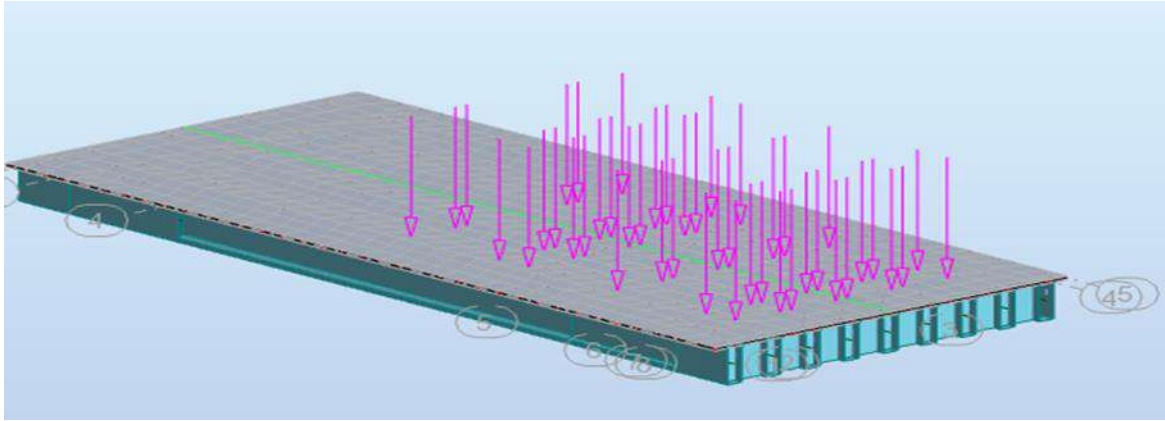
Figures VI. 17 : Chargement sous-système A1.

c) Les charges roulantes : Définies comme suit :



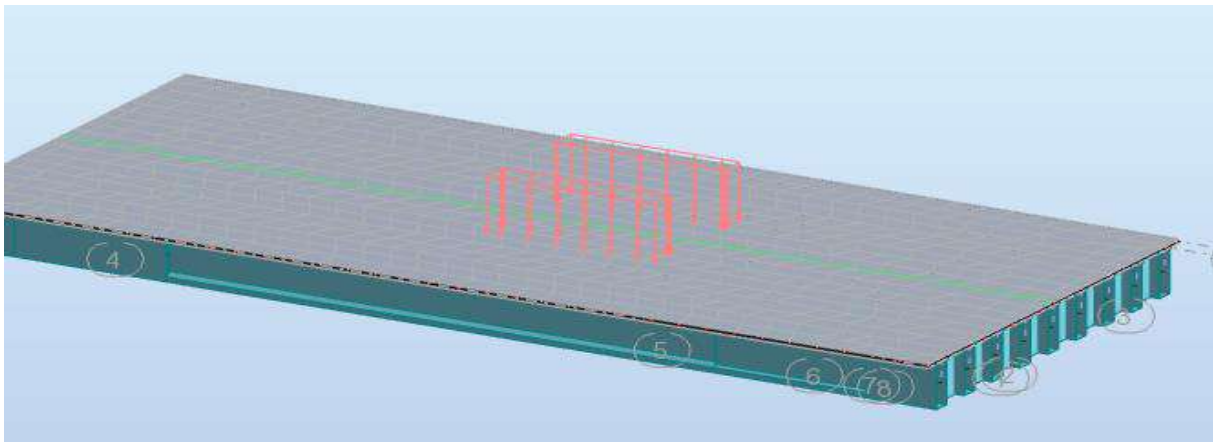
Figures VI. 18 : Définitions des charges roulantes.

✓ **Système de charge Bc :**



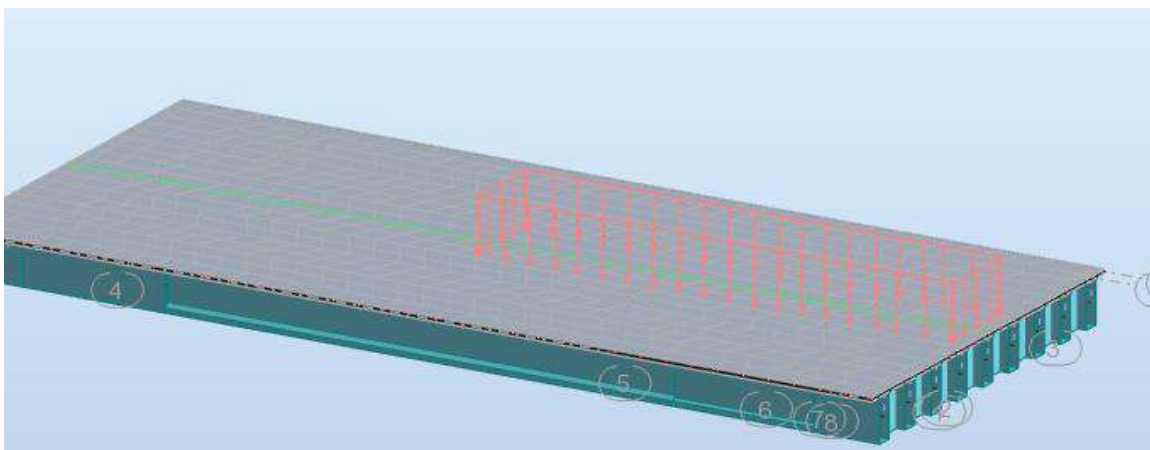
Figures VI. 19 : Chargement sous le système Bc.

✓ Système de charge Mc120 :



Figures VI. 20 : Chargement sous le système Mc120.

✓ Système de charge D240 :



Figures VI. 21 : Chargement sous le système D240.

• Etape09 :

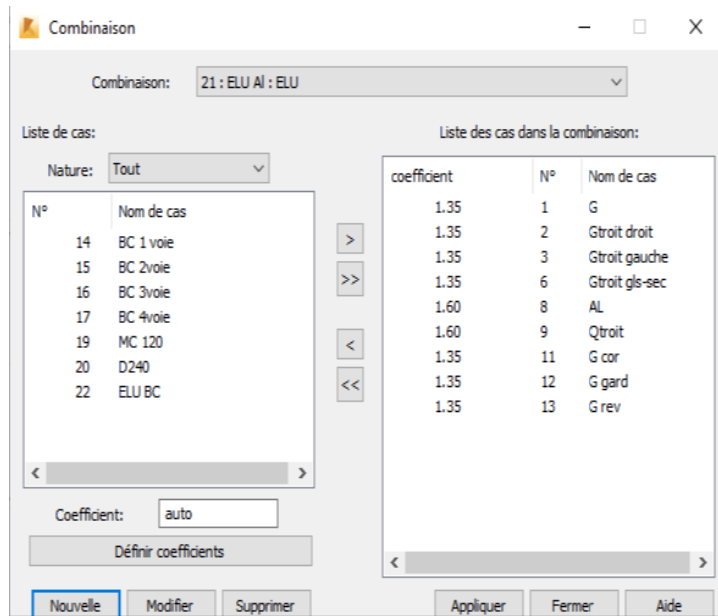
Définition des combinaisons :

Tableau VI. 1: Les différentes combinaisons selon fascicule 61.

Action prépondérante	Combinaisons
ELU	1,35G + 1,6 (Qt + Al)
	1.35G+ 1.6 (Qt+ Bc)
	1.35 (G+ Mc120)
	1.35 (G+ D240)
ELS	G+1.2 (Qt+ Al)
	G+1.2 (Qt+ Bc)
	G+ Mc120
	G+ D240

1) ELU AL :

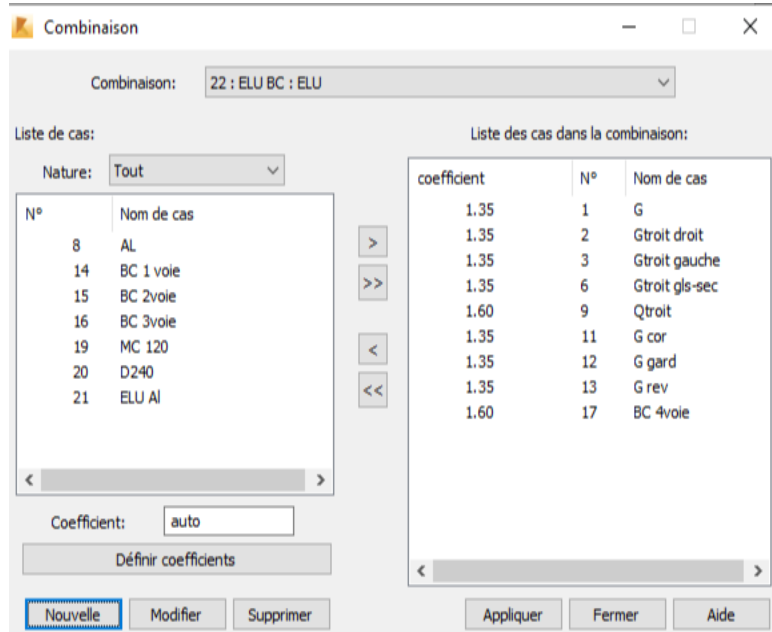
$$ELU A(L) = 1.35 (G + G_{trot\ droit} + G_{trot\ gauche} + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.6(Q_{trot} + A(L))$$



Figures VI. 22 : Définition de la combinaison de charge Al à l'ELU.

2) ELU BC :

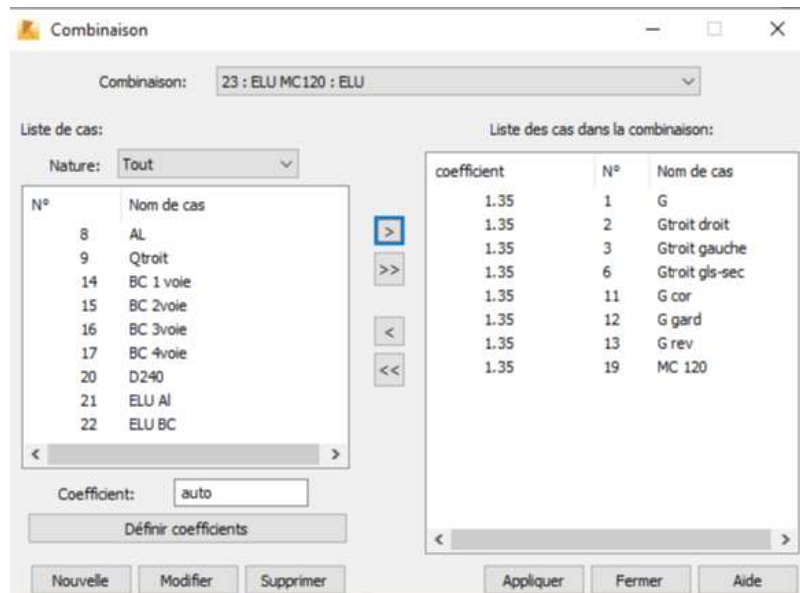
$$ELU Bc=1.35 (G+G_{trot\ droit}+G_{trot\ gauche}+G_{rev}+G_{corn}+G_{gard})+1.6(A(L)+Bc4vc)$$



Figures VI. 23 : Définitions de la combinaison de charge Bc à l'ELU.

3) ELU MC120

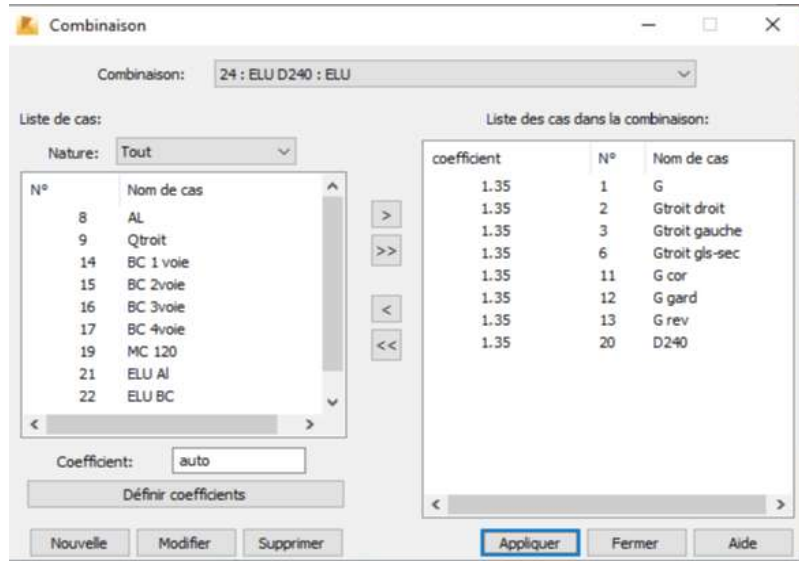
$$ELU Mc120=1.35(G+G_{trot\ droit}+G_{trot\ gauche}+G_{rev}+G_{corn}+G_{gard}+Mc120)$$



Figures VI. 24 : Définitions de la combinaison de charge Mc120 à l'ELU.

4) ELU D240:

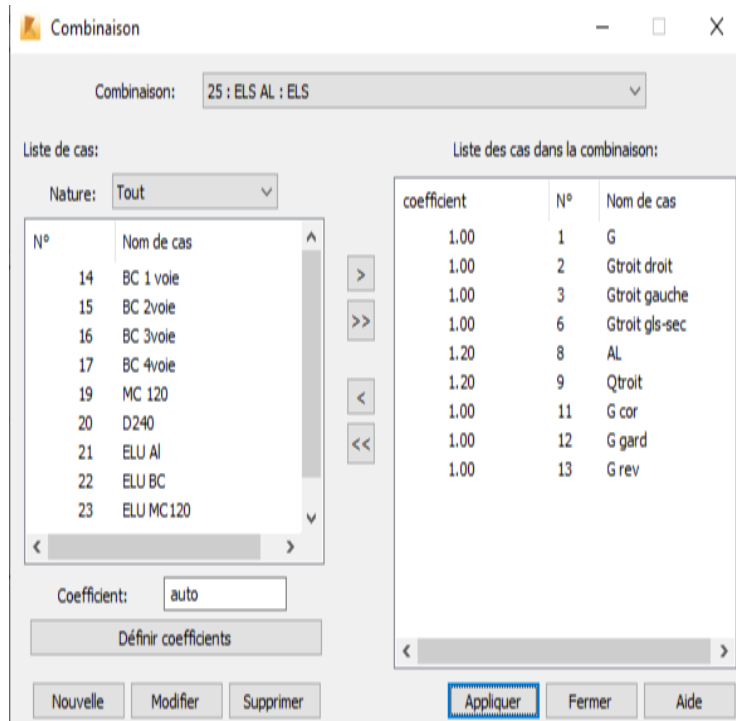
$$ELU D240=1.35(G+G_{trot\ droit}+G_{trot\ gauche}+G_{rev}+G_{corn}+G_{gard}+D240)$$



Figures VI. 25 : Définition de la combinaison de la charge D240 à l'ELU.

5) ELS AL

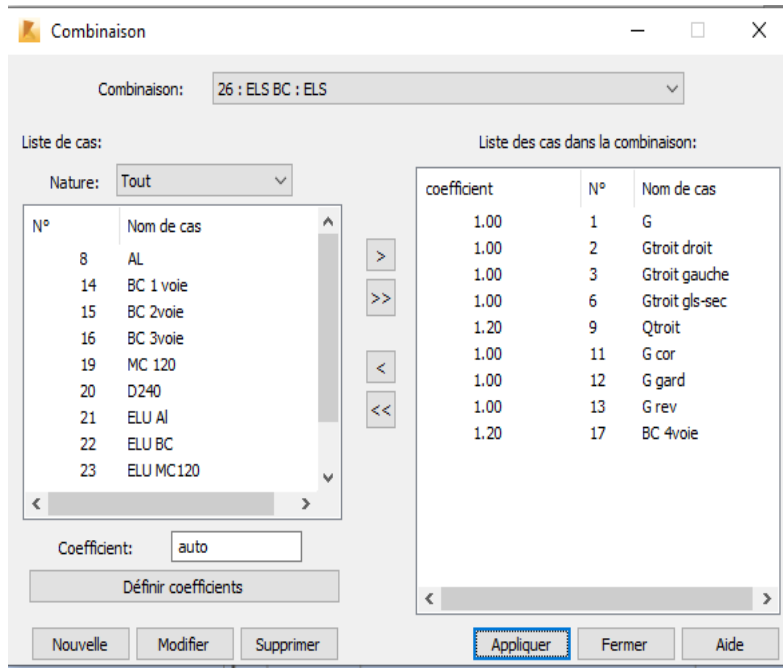
$$ELS A(L)=1 (G+G_{trot\ droit}+G_{trot\ gauche}+G_{rev}+G_{corn}+G_{gard})+1.2(Q_{trot}+A(L))$$



Figures VI. 26 : Définition de la combinaison de la charge Al à l'ELS.

6) ELS BC:

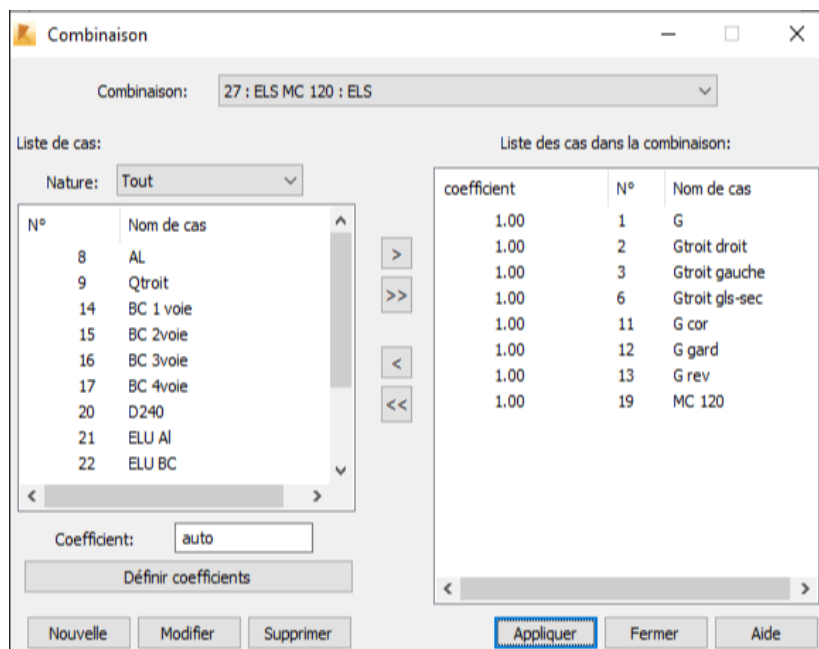
$$ELS_{Bc} = 1(G + G_{\text{trot droit}} + G_{\text{trot gauche}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}}) + 1.2(Q_{\text{trot}} + Bc4vc)$$



Figures VI. 27 : Définition de la combinaison de charge Bc à l'ELS.

7) ELS MC120:

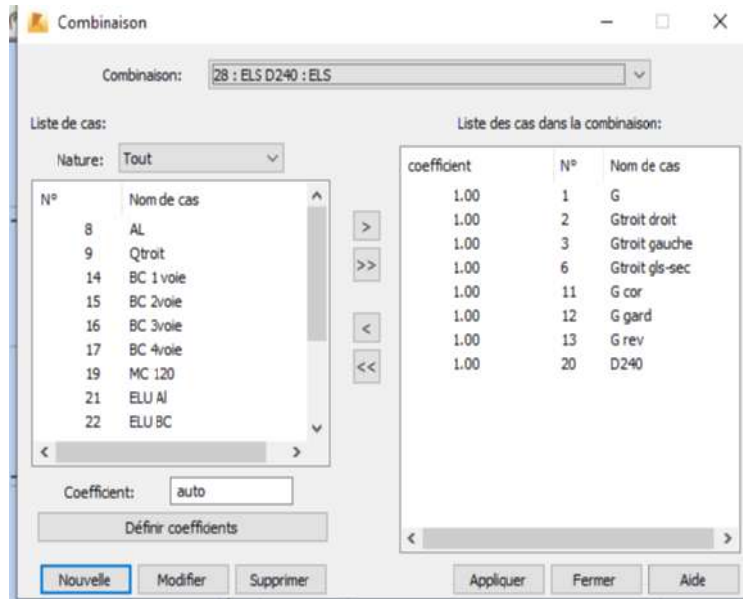
$$ELS_{Mc120} = 1(G + G_{\text{trot droit}} + G_{\text{trot gauche}} + G_{\text{rev}} + G_{\text{corn}} + G_{\text{gard}} + Mc120)$$



Figures VI. 28 : Définitions de la combinaison de charge Mc120 à l'ELS.

8) ELS D240:

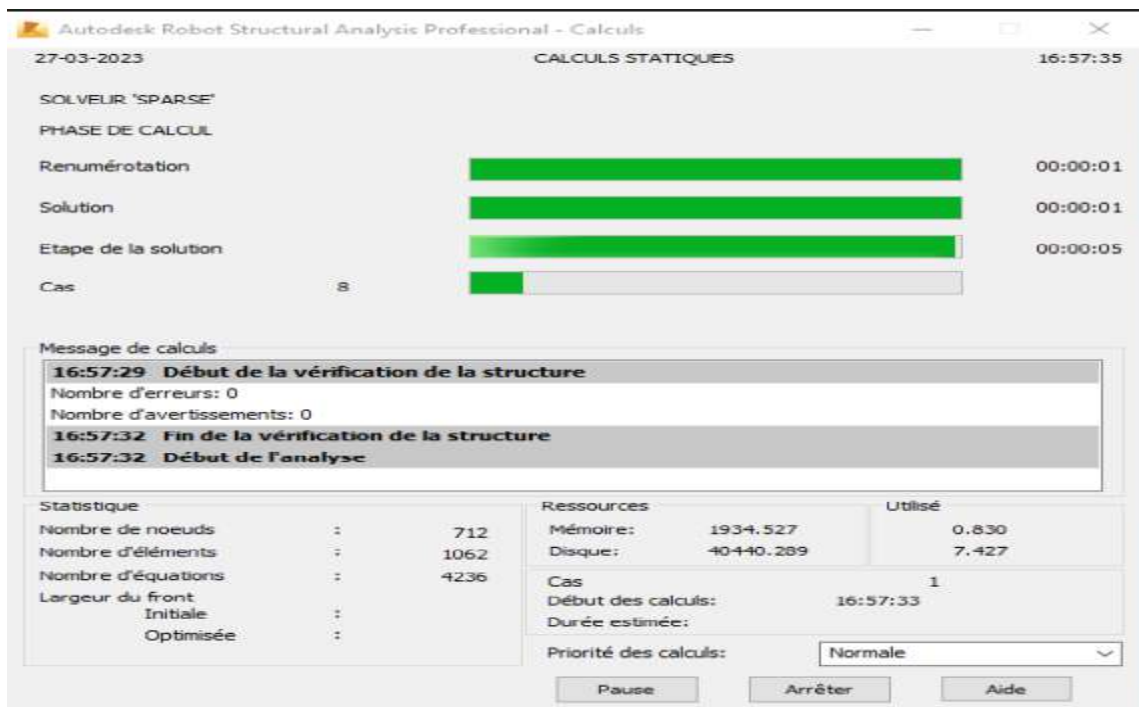
$$ELS\ D240=1(G+G_{trot\ droit}+G_{trot\ gauche}+G_{rev}+G_{com}+G_{gard}+D240)$$



Figures VI. 29 : Définitions de la combinaison de charge D240 à l'ELS.

- Etape 10 :

Lancement du calcul



Figures VI. 30 : Lancement du calcul.

- Etape 11 :

Affichage des résultats :



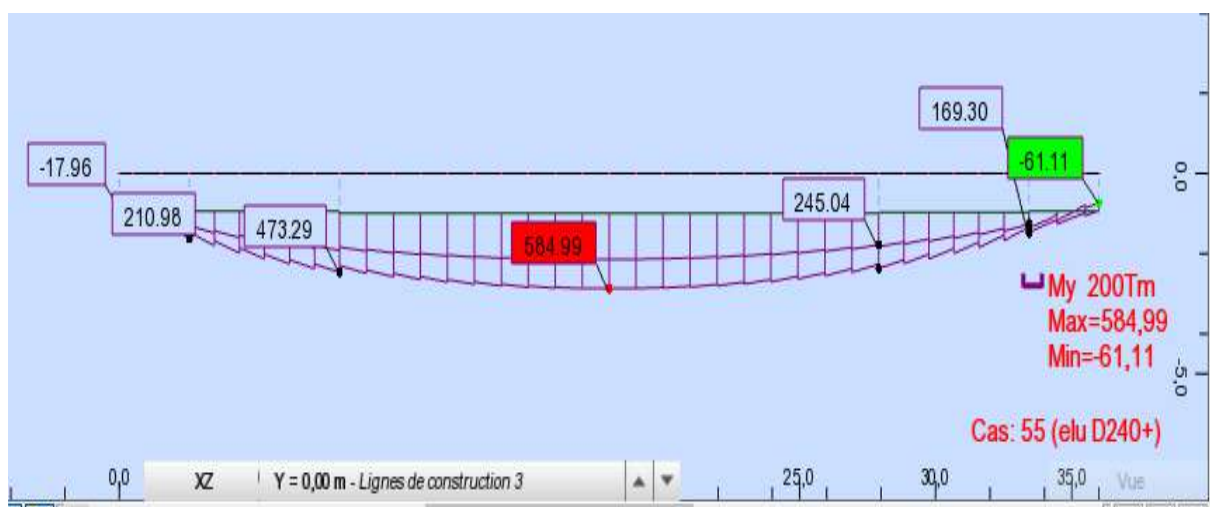
Figures VI. 31: Affichage des résultats.

VI.4 Efforts internes dans les poutres

VI.4.1 les moments fléchissant :

- Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU :

$$ELU D240=1.35(G+G_{\text{troit gauche}}+G_{\text{troit droit}}+G_{\text{gls sec}}+G_{\text{corniche}}+G_{\text{gar cor}}+G_{\text{rev}}+D_{240})$$



Figures VI. 32 : Diagramme du Mt à l'ELU.

- Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :

$$ELSD240 = G + G_{\text{troit gauche}} + G_{\text{troit droit}} + G_{\text{gls sec}} + G_{\text{corniche}} + G_{\text{gar cor}} + G_{\text{rev}} + D240$$

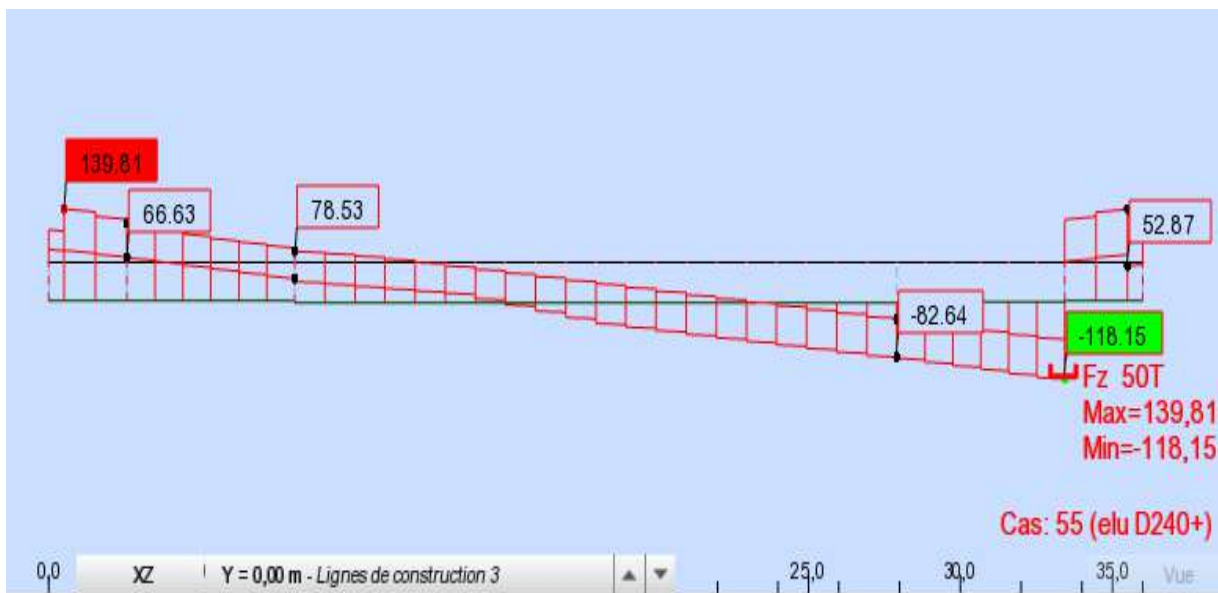


Figures VI. 33 : Diagramme du Mt à l'ELS.

VI.4.2 L'effort tranchant :

- Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU :

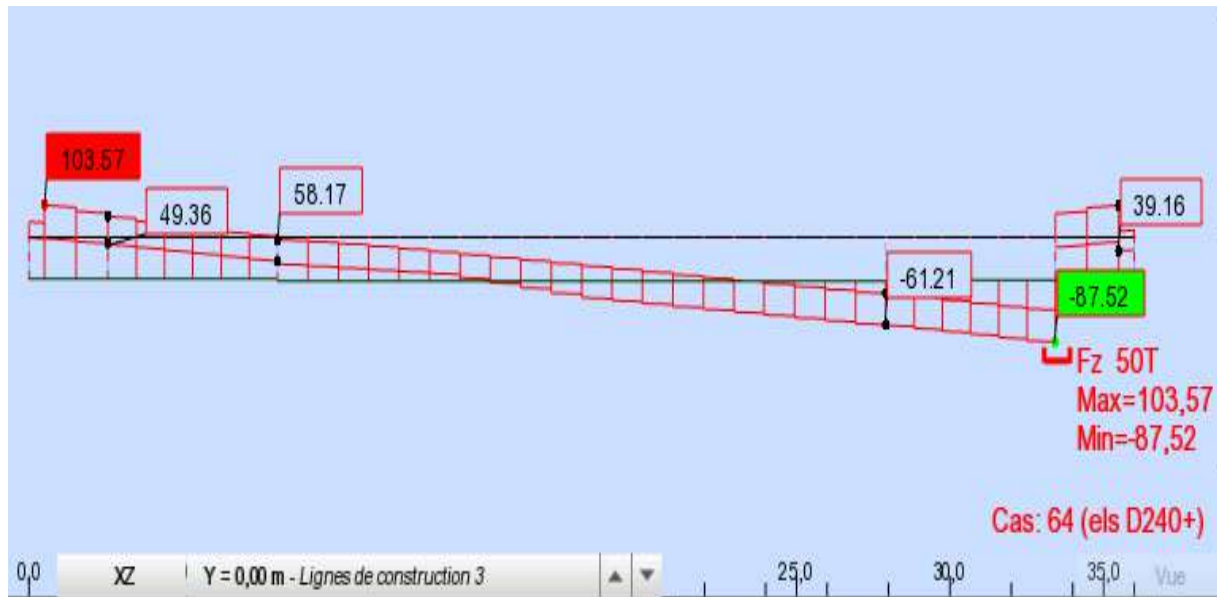
$$ELU D240 = 1.35(G + G_{\text{troit gauche}} + G_{\text{troit droit}} + G_{\text{gls sec}} + G_{\text{corniche}} + G_{\text{gar cor}} + G_{\text{rev}} + D240)$$



Figures VI. 34 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

➤ Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS :

$$ELS D240 = G + G_{\text{troit gauche}} + G_{\text{troit droit}} + G_{\text{gls sec}} + G_{\text{comiche}} + G_{\text{gar cor}} + G_{\text{rev}} + D240.$$

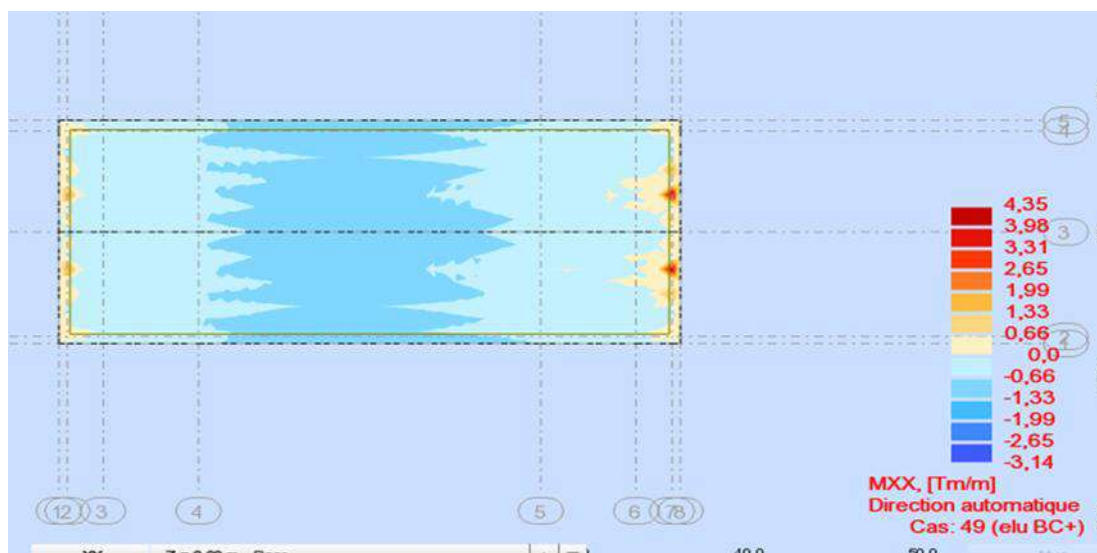


Figures VI. 35 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

VI.5 Les moments selon M_Y et M_X repris par la dalle :

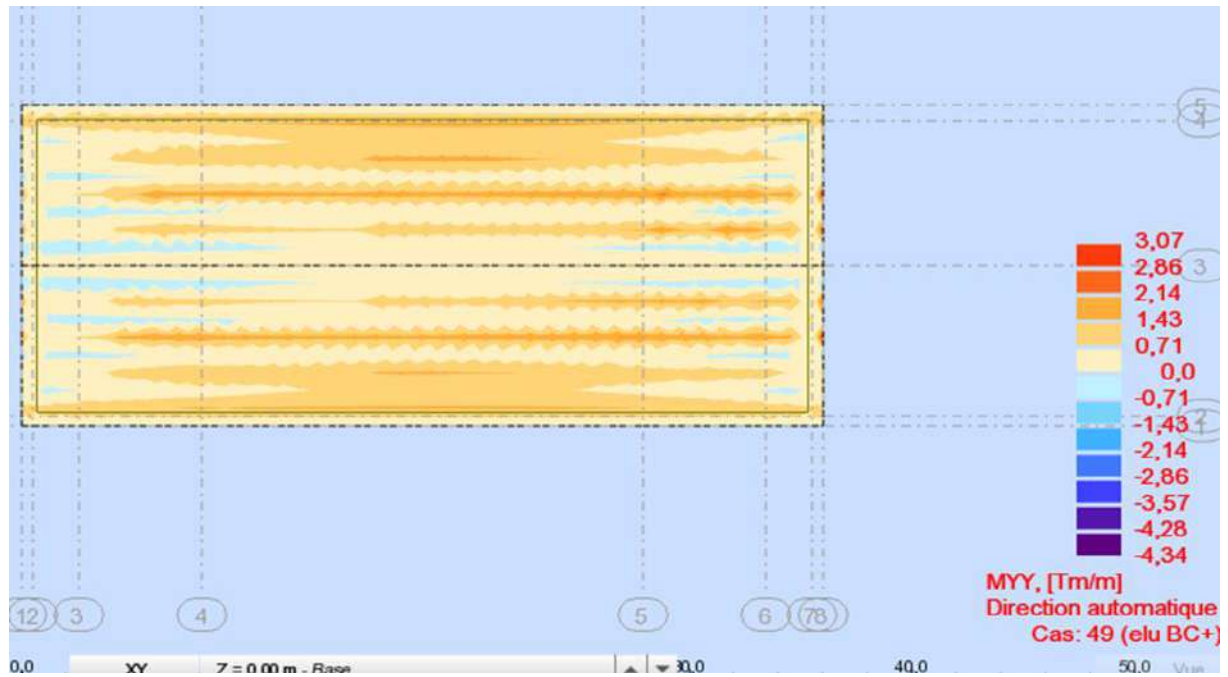
➤ ELU BC 4vc

$$Mx_{\text{max}} = 4.35 \text{ T m} ; Mx_{\text{min}} = -3.14 \text{ Tm.}$$



Figures VI. 36: Le moment selon Mx repris par la dalle à l'ELU.

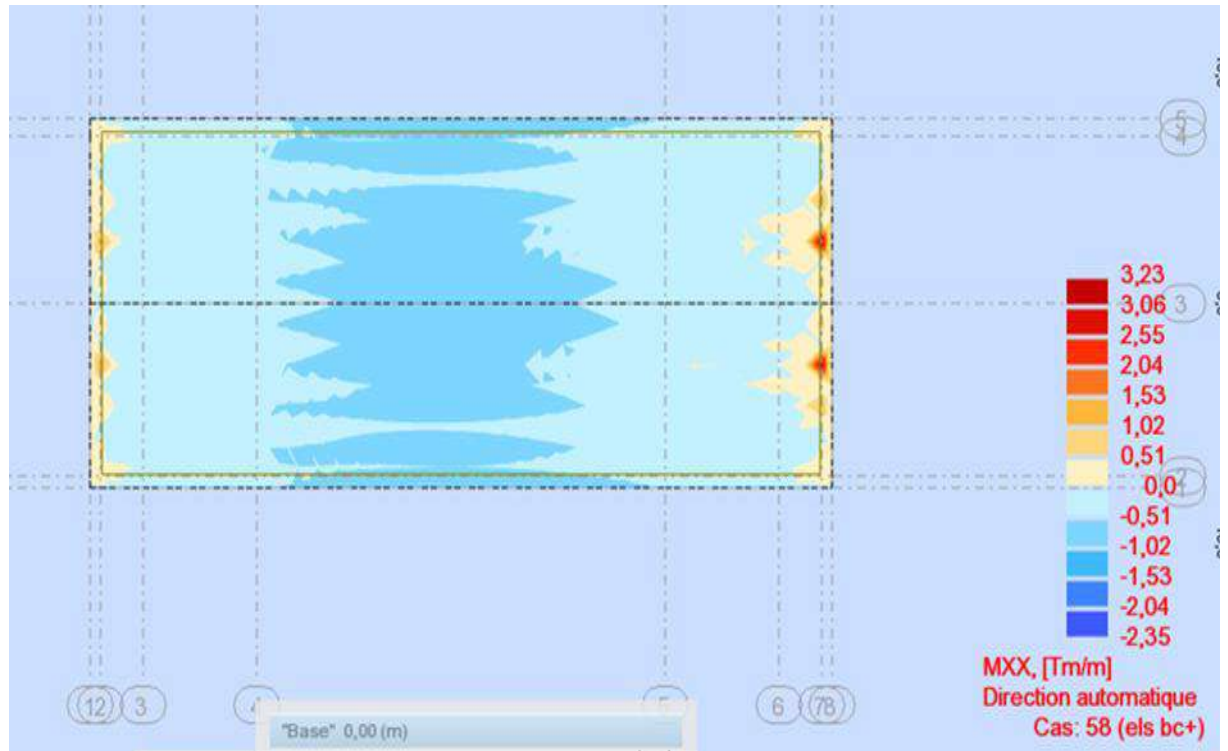
$$My_{\text{max}} = 3.07 \text{ T.m} \quad My_{\text{min}} = -4.34 \text{ T.m}$$



Figures VI. 37 : Le moment selon My repris par la dalle à l'ELU.

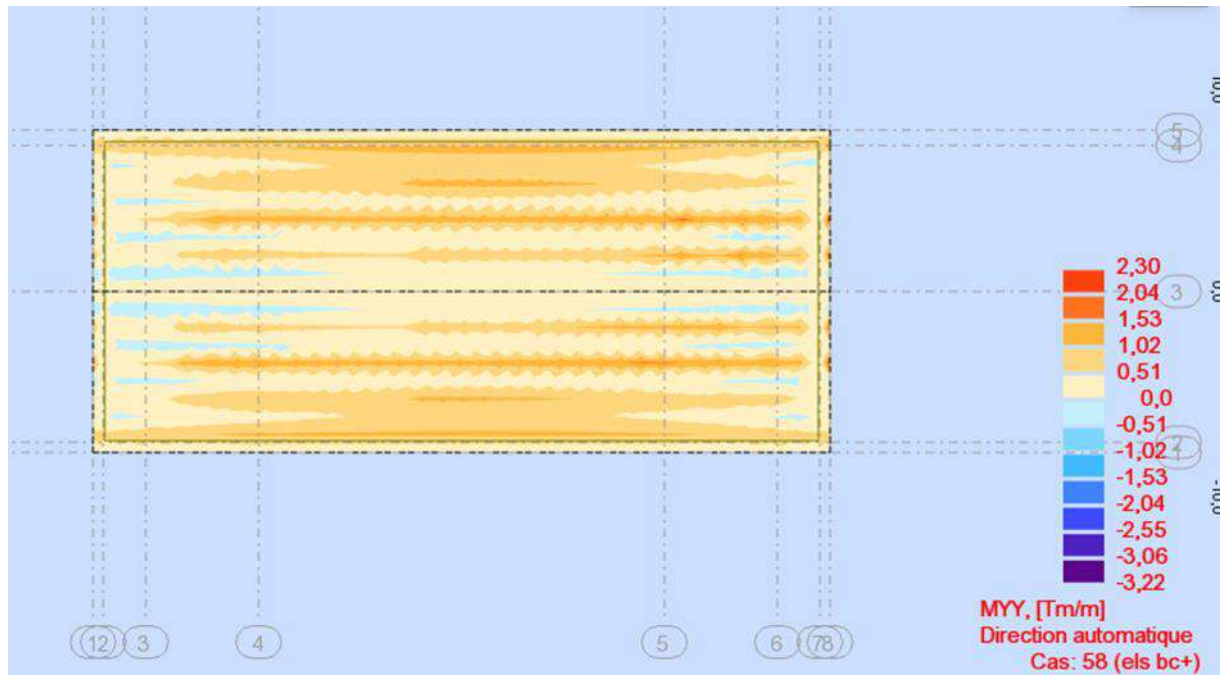
➤ ELS BC 4VC

$Mx_{max} = 3.23 \text{ T.m}$ $Mx_{min} = -2.35 \text{ T.m}$



Figures VI. 38 : Le moment selon Mx repris par la dalle à l'ELS.

$My_{max} = 2.30 \text{ T.m}$ $My_{min} = -3.22 \text{ T.m}$



Figures VI. 39 : Le moment selon My repris par la dalle à l'ELS.

Tableau VI. 2 : les moments et l'effort tranchant pour la dalle, et les poutres.

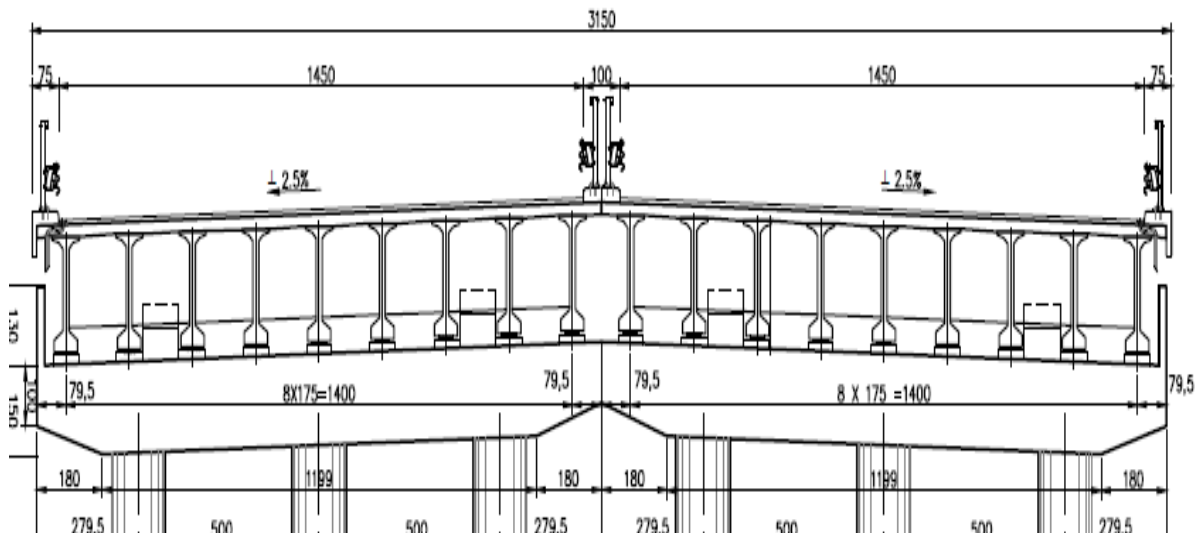
	Les moment				L'effort tranchant			
	La dalle		Poutre		Poutre		Poutre	
	BC 4Vc		D240		D240		D240	
	Selon X		Selon Y					
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
ELU	3.35	-314	3.07	-4.34	584	61.11	139.81	118.15
ELS	3.23	-2.35	2.30	-3.22	433.33	45.27	103.57	87.52

VII.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

VII.2 Etude de l'hourdis

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'ELU et l'ELS.



Figures VII. 1: Coupe transversale de tablier.

VII.2.1 Ferrailage Transversale

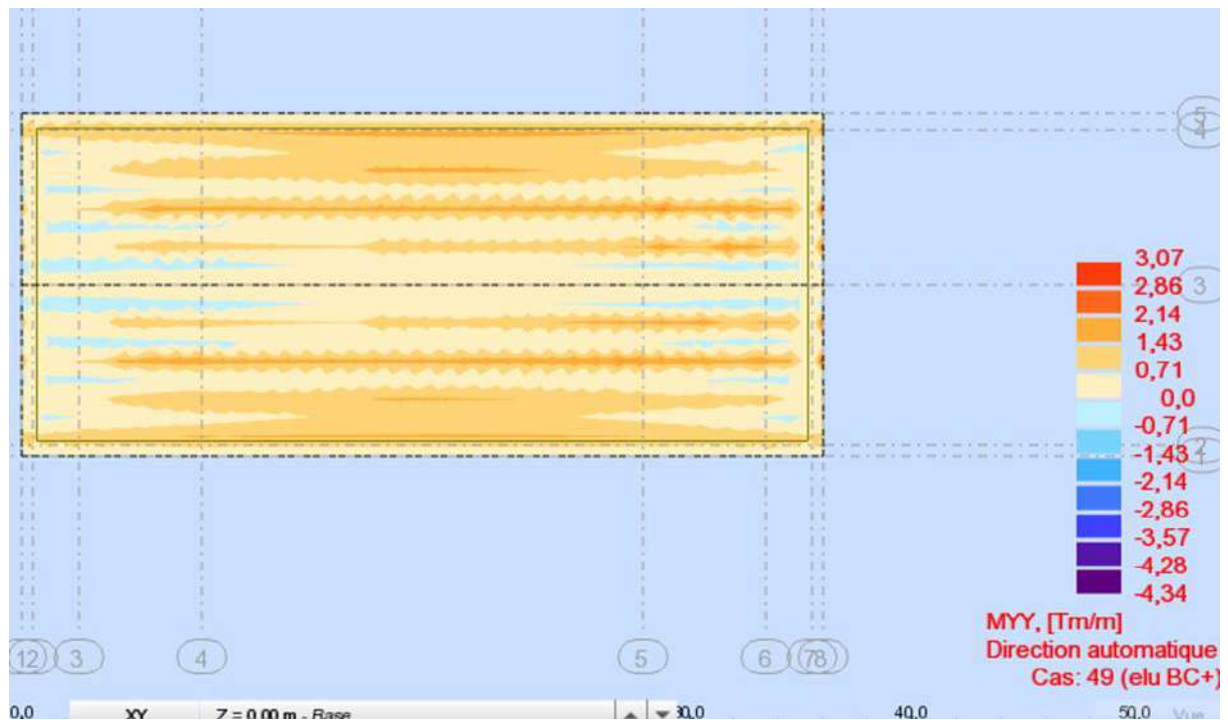
La dalle travaille en flexion simple, pour la ferrailer on considère la section transversale de la dalle de hauteur h et de largeur b :

$h = 20$ cm, la hauteur utile d : $d = 0,9h = 18$ cm, b : $b = 100$ cm.

VII.2.1.1 Ferrailage aux appuis

Après modélisation de la dalle, on a obtenu les résultats suivants :

- **ELU** : Les résultats obtenus avec rebot à l'ELU sont comme suit :



Figures VII. 2 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU.

$$M_u = 3.07 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{3.07}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.055$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas (section simplement armé).

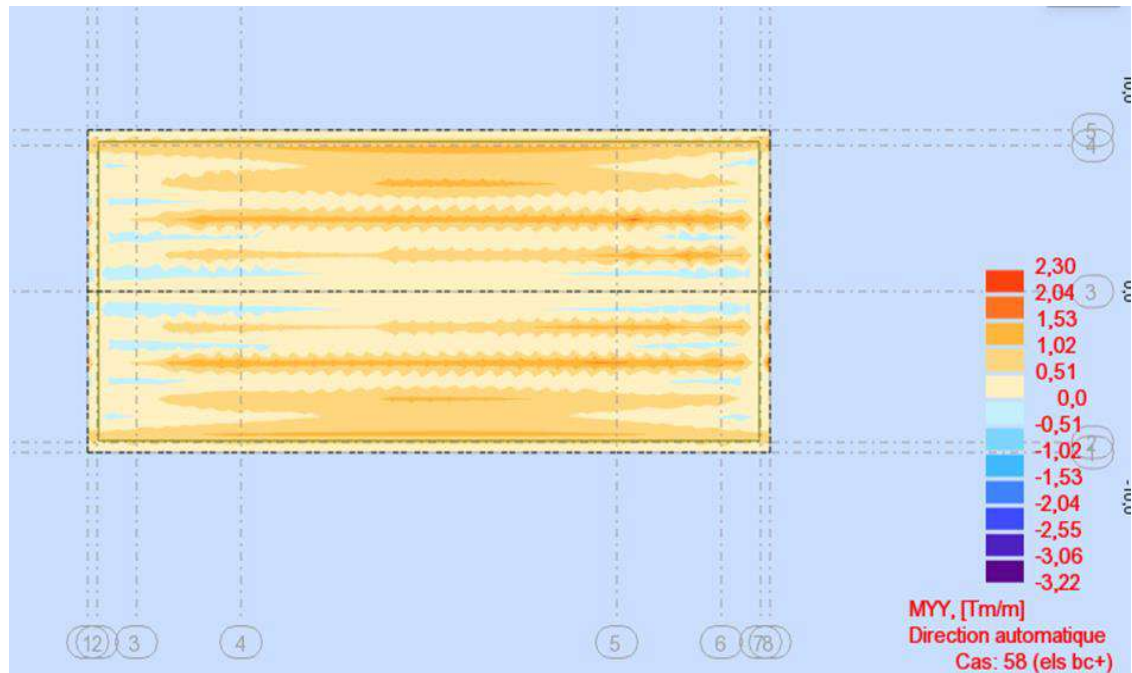
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}}{0.8} = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.070) = 0.972$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.07}{0.972 \times 18 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 5.20 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**



Figures VII. 3 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELS.

$$M_{S \max} = 2.30T.m$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} ; \text{ les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right)$$

$$f_{tj} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (333.33; 215.55)$$

$$\mu_s = \frac{2.30}{1 \times 0.18^2 \times 215.55} = 0.32$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.32}}{0.8} = 0.50$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.50) = 0.8$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.8 = 0.144$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.30}{0.144 \times 215.55} \times 10^2 = 7.40 \text{ cm}^2$$

On choisit **6HA14** (9.24cm²)

- On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{min} \geq 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes :**

a. Le béton :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.20 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 1.20 \times 18 = 43.2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.20 + \sqrt{(1.20)^2 + 43.2} = 5.48$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = \frac{100 \times 5.48^3}{3} + 15 \times [8.04 \times (18 - 5.48)^2] = 24389.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S,max}}{I} \times y_1 = \frac{2.30}{24389.65} \times 5.48 = 5.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.16 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c_j} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Donc la condition est vérifiée

b. Acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{S,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{2.30}{24389.65} \times (18 - 5.48) = 117.09 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 (1.6 \times 2.4)^{\frac{1}{2}} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié}$$

- Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (C.V)$$

VII.2.1.2 Ferrailage en travée

➤ **ELU :**

$$M_u = 4.34 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.34}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.078$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}}{0.8} = 0.101$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.34}{0.959 \times 0.18 \times 434} \times 10^2 = 5.79 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_{S \max} = 3.22 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} ; \text{ les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.22}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.0046$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0046}}{0.8} = 0.0057$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0057 = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.997 = 0.17$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{3.22}{0.17 \times 215.55} = 8.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 6HA14 (9.24 cm²)

➤ **Vérifier la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d;$$

$$A_{min} \geq 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = 9.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes :**

a. Le béton :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.20 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 43.2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.48$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 24389.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,max}}{I} \times y_1 = \frac{3.22}{24389.65} \times 5.48 = 7.2 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c_j} = 18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Donc la condition est vérifiée

b. Acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{3.22}{24389.65} \times (18 - 5.48) = 24,79 \text{ MP}$$

➤ Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 (1.6 \times 2.4)^{\frac{1}{2}} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 24,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

➤ Espacement max :

$$e \leq \min(3h; 25 \text{ cm}) = \min(60; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

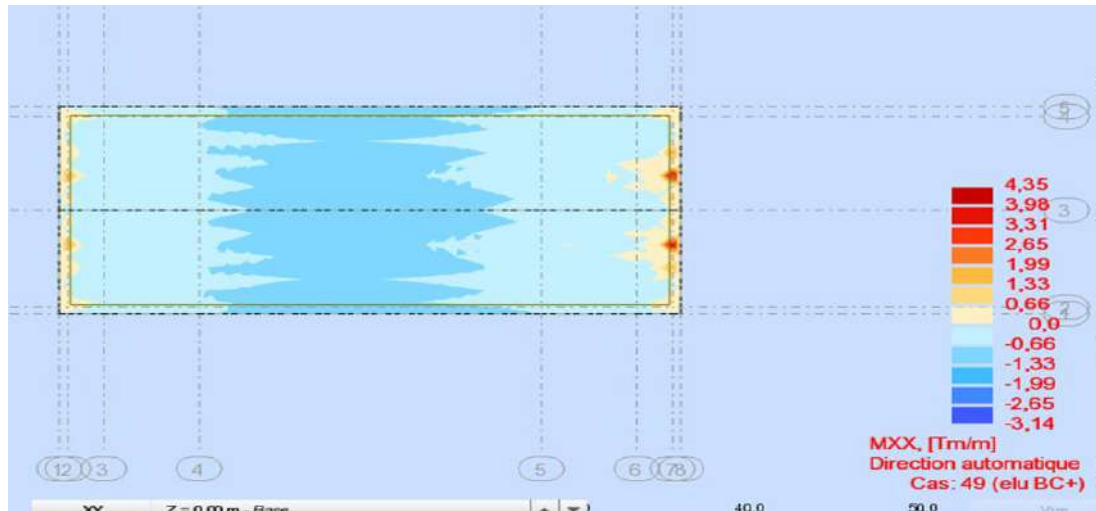
$$e = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm (C.V)}$$

VII.2.2 Ferrailage Longitudinale

VII.2.2.1 Ferrailage aux appuis

➤ ELU :

Les résultats obtenus à l'ELU avec rebot sont comme suit :



Figures VII. 4 : Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELU

$$M_{u \max} = 4.35 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u.max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4.35}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.078$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}}{0.8} = 0.10$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.10 = 0.96$$

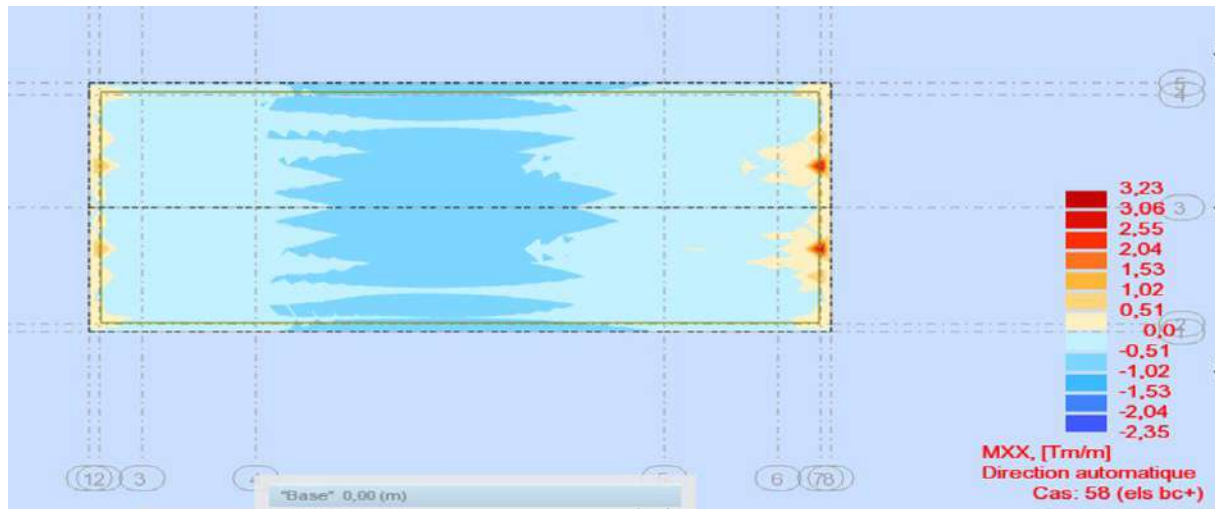
$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.96 = 0.172$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.7 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{s.max}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{4.35}{0.172 \times 434.7} \times 10^2 = 5.81 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

Les résultats obtenus à l'ELS avec rebot sont comme suit :



Figures VII. 5: Moment maximum transversal dans la dalle a l'ELS.

$$M_{S \max} = 3.23 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S \max}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{(1.6 \times 2.4)} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{3.23}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.0046$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0046}}{0.8} = 0.0057$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0057 = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.99 = 0.17$$

$$A_s = \frac{M_{S \max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.23}{0.17 \times 215.55} \times 10^2 = 8.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6 HA14 (9.24 cm²)

VII.2.2.2 Ferrailage en travée

➤ **ELU :**

$$M_{u \max} = 3.14 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{3.14}{100 \times 10^{-2} \times 18 \times 10^{-2} \times 17} = 0.057$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}}{0.8} = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.073 = 0.970$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.970 = 0.176$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{3.14}{0.17 \times 434.78} \times 10^2 = 4.24 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_{S \max} = 2.35 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.4} \right\} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{2.35}{100 \times 10^{-2} \times 18^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.003$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}}{0.8} = 0.0037$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0037 = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.998 = 0.179$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{2.35}{0.179 \times 215.55} \times 10^2 = 6.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4HA14 (6.16 cm²)

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.4$$

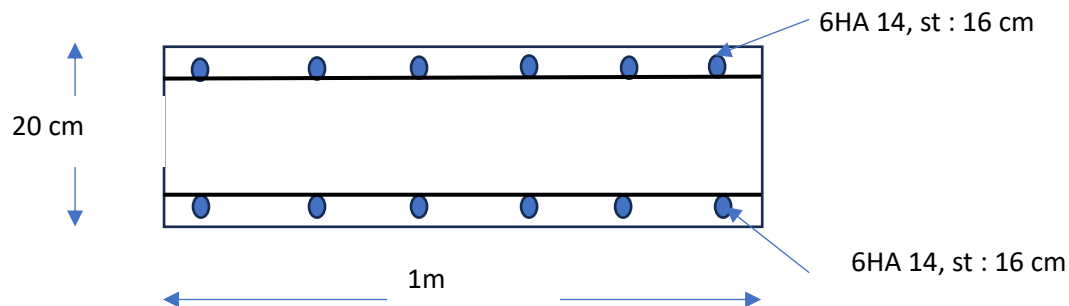
$$A_{min} \geq 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u) = A_s$$

VII.3 Ferrailage général de la dalle

➤ Les armatures longitudinales de la dalle :

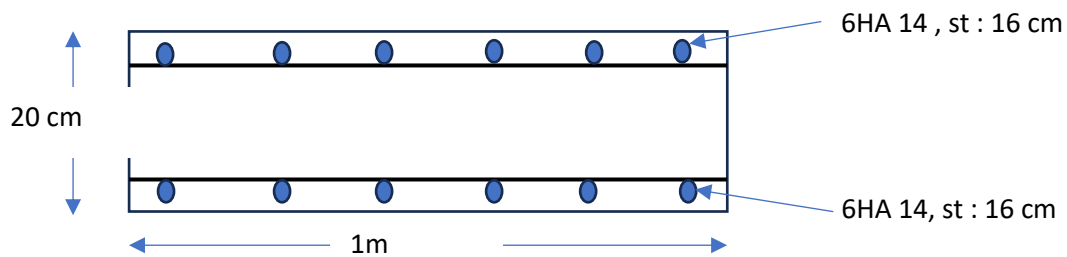
Le ferrailage longitudinal de la dalle est présenté sur la figure VII.6 :



Figures VII. 6 : Ferrailage longitudinal de la dalle.

➤ Les armatures transversales de la dalle :

Le ferrailage transversal de la dalle est présenté sur la figure VII.7 :



Figures VII. 7 : Ferrailage transversale de la dalle.

VII.4 Etudes de l'entretoise d'about

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres assurent l'assemblage des poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

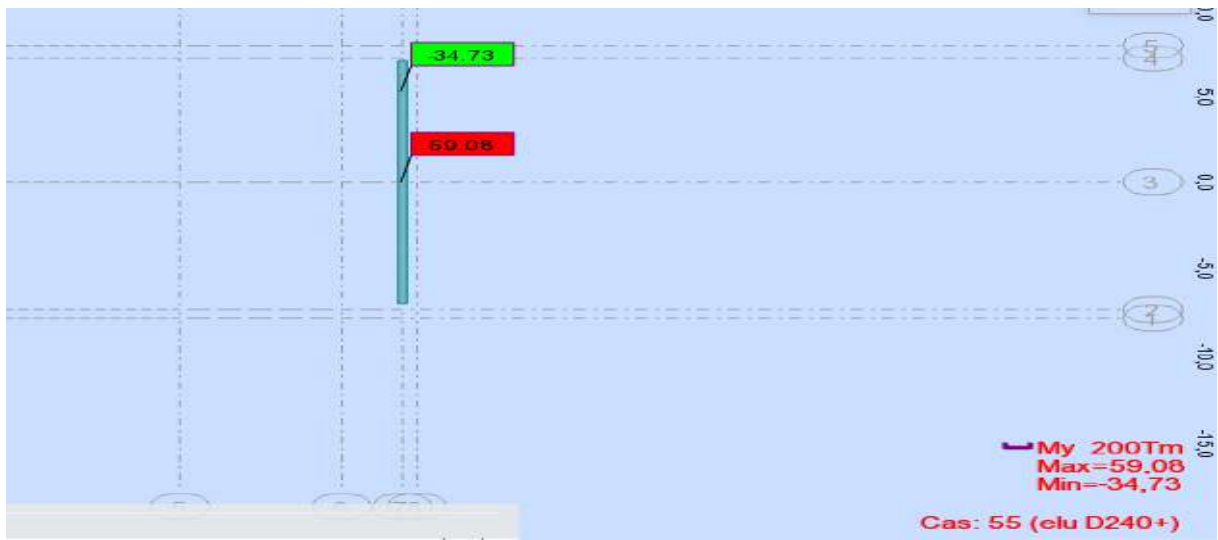
VII.4.1 Les rôles des entretoises d'about

Le rôle le plus important de l'entretoise, est d'assurer l'encastrement des poutres vis-à-vis de la torsion sur appuis.

VII.4.2 Méthode numérique avec le logiciel ROBOT :

Les résultats obtenus avec le logiciel ROBOT sont présentés comme suit :

- ✓ Les résultats à l'ELU :

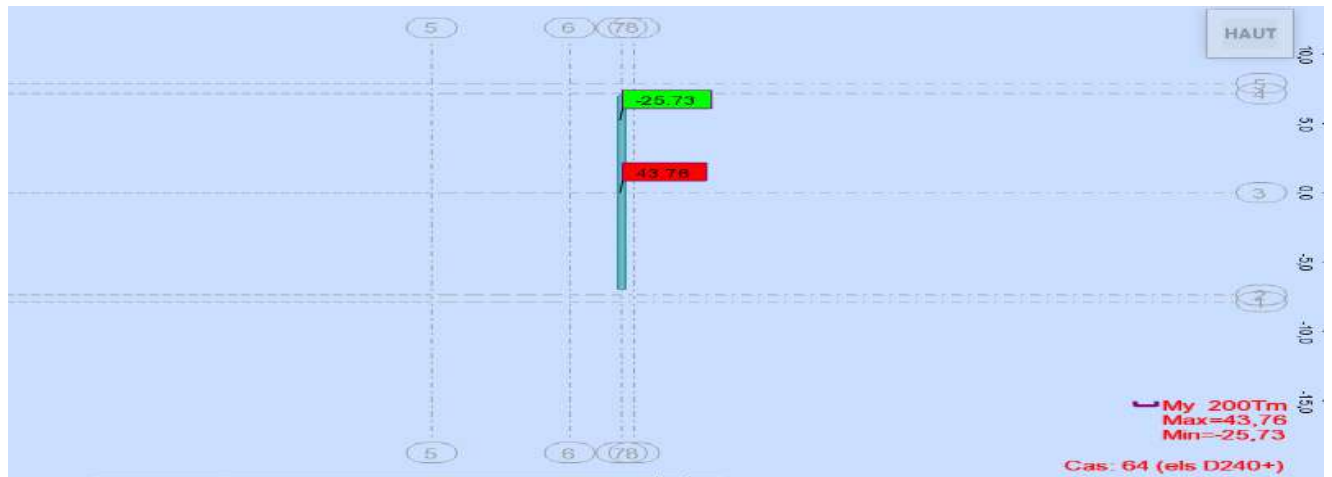


Figures VII. 8 : Moment maximum transversale dans la poutre (entretoise).



Figures VII. 9 : Moment maximum longitudinale dans la poutre (entretoise).

✓ Les résultats à l'ELS :



Figures VII. 10 : Moment maximum transversale dans la poutre (entretoise).



Figures VII. 11 : Moment maximum longitudinale dans la poutre (entretoise).

VII.4.3. Ferrailages de l'entretoise d'about

VII.4.3.1. Ferrailage longitudinale (supérieur)

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire de **30cm** de largeur(b) et de **1.70m** de hauteur (h) soumise à la flexion simple.

$$f_{c28} = 30\text{Mpa}$$

Acier Fe E 500.

$$h = 170 \text{ cm}, d = 0.9 h = 0.9 \times 170 = 153 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}.$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation durable).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

✓ **ELU :**

$$M_t = 5.48 \text{ t.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.48}{30 \times 10^{-2} \times 153^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.004$$

$$\mu_b = 0.004 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}}{0.8} = 0.005$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_U = \frac{M_t u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.48}{0.99 \times 153 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 0.8 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

Les fissurations sont préjudiciables (éléments exposés aux intempéries), alors on doit vérifier :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_{s,max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \quad \Rightarrow \quad \text{avec : } \eta = 1.6 \text{ pour H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$M_{t_s} = 4.06 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{4.06}{0.3 \times 153^2 \times 10^{-2} \times 215.55} = 0.02$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}}{0.8} = 0.025$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 153 \times 0.99 = 151$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{4.06}{1.51 \times 215.55} \times 10^2 = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera une section supérieure à Amin

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d;$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 5.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 5.63 \text{ cm}^2$$

On choisit 3HA16 (6.03cm²)

VII.4.3.2 Ferrailage transversal (inférieur)

✓ **ELU :**

$$M_u = 59.08 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{59.08 \times 10^{-2}}{30 \times 10^{-2} \times 153^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.049$$

$\mu < 0.392$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}}{0.8} = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.062) = 0.97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59.08}{0.97 \times 153 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 9.1 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_{S,max} = 43.76 \text{ t.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} \quad \text{Comme les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \min(333.33, 215.55) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{43.76 \times 10^{-2}}{0.30 \times 153^2 \times 10^{-2} \times 240.99} = 0.0028$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0028}}{0.8} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0035) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.53 \times 0.998 = 1.52$$

$$A_s = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{43.76}{1.52 \times 215.55} \times 10^2 = 13.36 \text{ cm}^2$$

On vérifie la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d;$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 5.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}) = 13.63 \text{ cm}^2$$

On choisit 3HA25 (14.73 cm²)

VII.4.3.3 Armatures transversales

Tu = 0.2841 MN Tu : effort tranchant max à l'ELU



Figures VII. 12 : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_{\mu} = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0.2841}{0.30 \times 1.53} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1.27 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le cisaillement est négligeable

On prendra alors pour les armatures de soutien des cadres de T12 avec un espacement de 15cm.

VII.4.3.4 Armature de peau

D'après le BAEL, les armatures de peau sont réparties et disposés parallèlement à la fibre moyenne et ce dans le cas des poutres de grande hauteur, mais le B.A.E.L ne définissent pas à partir de quelle hauteur on peut considérer une poutre « pour de grande hauteur » on admet que cela est vérifier si :

✓ *D'après Pierre CHARON :*

$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{f_e}{10} \right)$$

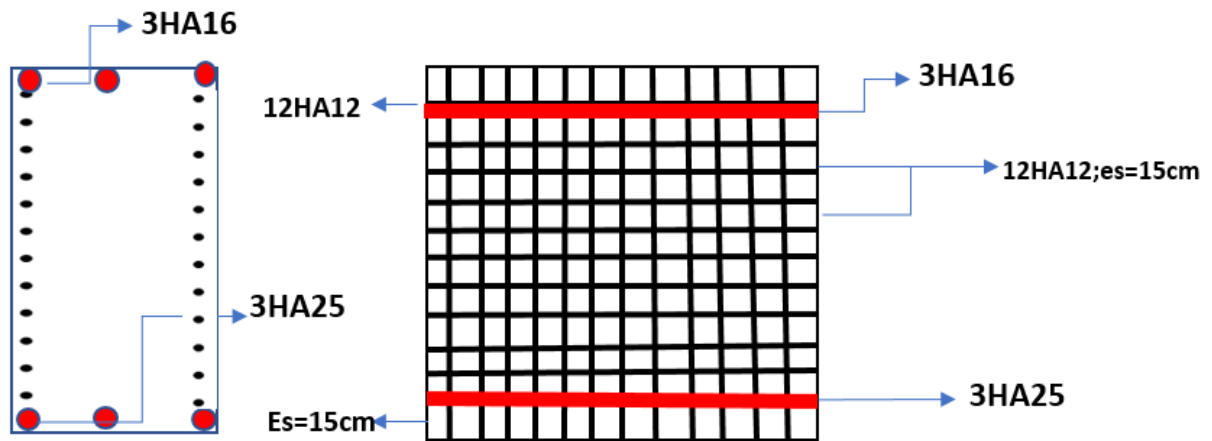
$$H_{ame-poutre} \geq 2 \times \left(110 - \frac{500}{10} \right) = 120 \text{ cm}$$

Dans ce cas il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre appelée **armature de peau**, en raison d'un risque d'apparition de fissures dans la zone du béton tendu.

D'après le BEAL 91 (Art B-6-6-2), les armatures de peau des parements exposés aux intempéries et ou condensation pour le cas de fissuration préjudiciable sont au moins égales à 1cm² par mètre de paroi.

$$A \geq 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour éviter ce genre de problème, on recommandera de placer 1HA12 tous les 15 cm.



Figures VII. 13 : Schéma de ferrailage de l'entretoise.

VIII.1 Introduction

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression, par contre, une faible résistance en traction. Il est donc logique de chercher à utiliser à pleine la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Dans le cas du béton, qui résiste bien à la compression et mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compressions permanentes de sorte que les charges extérieures qui, dans le cas du béton armé font naître des tractions, dans le cas du béton précontraint ne provoquent qu'une décompression du béton.

VIII.1.1 Histoire du béton précontraint

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de façon que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau.

L'idée de la technique du béton précontraint est due à **M. FREYSSINET**, qui chercha à se placer dans des conditions voisines de certains arcs où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement. Bien avant **M. FREYSSINET**, d'autres ingénieurs tels que **KOENER et LUNDT** (en 1907) avaient essayé de pré comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou ; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). A partir d'études théoriques et expérimentales, **M. FREYSSINET** découvre en 1962 les lois régissant le retrait, les déformations lentes sous charges, et les hygrométries. En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, ... etc.).

VIII.1.2 Le principe de la précontrainte

Le principe du précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la construction (la poutre), avant la mise en service à l'aide des forces internes de façon telle que la variation de contraintes qui faisait naître de la traction ne provoque aucune décompression du matériau. Afin de limiter la traction en valeurs et de vérifier les conditions de sécurités. [3]

VIII.1.3 Types de précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. [3]

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

✓ **Précontrainte par pré-tension :**

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur les culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

✓ **Précontrainte par posttension**

Son principe est de tendre les armatures en prenant appuis sur la pièce à précontrainte pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement, pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les armatures elles-mêmes peuvent avoir été enfilées dans les gaines avant coulage du béton au contraire, si le procédé d'ancrage le permet, l'être après durcissement du béton. La première solution peut faire naître un danger de corrosion des aciers qu'il est souvent difficile de protéger pendant un délai assez long. Quant à l'enfilage des armatures, il n'est applicable que si le tracé des gaines n'est si trop long.

Après mise en tension et fixation de l'ancrage de l'armature au béton, la gaine dans laquelle elle pouvait coulisser, est remplie de ciment. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier contre la corrosion et de plus il solidarise, pour effet d'améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendues vis à vis de la fissuration.

VIII.2 Définition des classes de vérification

La précontrainte est résumée grossièrement dans l'article 1.3 des règles B.P.E.L. On peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

- **Classe I** : Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs,

nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

- **Classe II** : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.
- **Classe III** : On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.
 - Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, on calcule notre ouvrage en **classe II**.

VIII.3 Contraintes limites réglementaires pour la classe II

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex : d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte.
- La proximité des armatures de précontrainte Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares en section d'enrobage

VIII.4 Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (P_5) et dans la section la plus dangereuse $\ll \frac{1}{2} \gg$ et dans la section médiane, alors, on prend en compte la section nette. Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale $\ll P_{\min} \gg$ qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{\min} = \text{Max} (P_1, P_2)$$

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

À l'ELU :

- Sous $G+D_{240}$

$$M_{\max} = 584.99 \text{ t.m}$$

- Sous G :

$$M_{\min} = 233.65 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 584.99 - 233.65 = 351.34 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 351.34 \text{ t.m}$$

Tableau VIII. 1 : Caractéristique de la poutre.

	B (cm²)	IG (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	P (%)	H (cm)
Poutre seule	5790	24984126,08	102,89142	87,1085838	48,14436923	190
Poutre avec hourdi	9290	52901301,06	80,359666	129,640334	54,66034573	210

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = -3 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ Mpa}$$

(hors de la section d'enrobage)

- **En section sous critique :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma}_{ti} + V' \cdot \overline{\sigma}_{ts})$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{p}$$

- **En section sur critique :**

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d'; l'enrobage des armatures

$$d' = h - 0.9h = 19 \text{ cm avec } (h = 190 \text{ cm})$$

- **Application :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma_{ti}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$\overline{\sigma_{ti}} = \overline{\sigma_{ts}} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{351.34 \times 10^3}{0.48 \times 190} + \frac{5790}{190} \times 190(-3 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 2115.41 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{584.99 \times 10^3 + 0.48 \times 5790 \times 102.89 \times (-3 \times 10^{-1})}{0.48 \times 102.89 + 87.10 - 19}$$

$$P_2 = 4249.01 \text{ KN}$$

$$P_1 = 2115.41 \text{ KN} < P_2 = 4249.01 \text{ KN}$$

La section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2) = \sup(2115.41 \text{ KN}, 4249.01 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 4249.01 \text{ KN}$$

- **Alors l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = -(V' - d') = -(87.108 - 19) = -68.108 \text{ cm}$$

VIII.4.1 Calcul du nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de précontrainte à 32 % :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4249.01}{0.68} = 6248.54 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15S** de type FREYSSINET (classe 1860) :

- Diamètre normal du câble : 12.9 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine : 8 cm.
- Section nominal du câble : $150 \times 12 = 1800 \text{mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1643 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1643 = 1479 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1479 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1479 \times 1800 \times 10^{-3} = 2662.2 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{6248.54}{2662.2} = 2.346 \text{ on prend } n = 3 \text{ cables de } 12\text{T}15\text{S}$$

$$P_{\text{min}} = n \times p_{01}$$

$$P_{\text{min}} = 3 \times 2662.2 = 7986.6 \text{ KN}$$

a. Vérification des sections :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{ts}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{Cl}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\text{max}} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{\text{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{max}} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{\text{tl}} \end{array} \right.$$

$\overline{\sigma}_{\text{Cl}}$ Et $\overline{\sigma}_{\text{cs}}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{\text{ts}}$ Et $\overline{\sigma}_{\text{tl}}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

• **Vérification des contraintes à la mise en tension :**

En construction, la mise en tension se fait au 14 -ème jour (50%).

❖ **Contrainte limite :**

- **En compression :**

$$\overline{\sigma}_{\text{Cl}} = \overline{\sigma}_{\text{cs}} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 40 = 34.19$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 \times 34.1 = 20.514 \text{ Mpa}$$

- **En traction :**

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.651 = -3.976 \text{ Mpa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.651 \text{ Mpa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = 34.19 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.651 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 7986.6 = 7507.4 \text{ KN}$$

❖ **Vérification des contraintes en fibre supérieure :**

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.976 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(87.108 - 19) = -68.108 \text{ cm}$$

A la mise d'en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 1.829 \text{ t/ml}$ dans (Chapitre 5)

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.829 \times 36^2}{8} = 294.8 \text{ t.m} \Rightarrow 2948 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{7507.4}{5790} + 7507.4 \frac{(-68.08) \times 102.08}{24984126.08} + 2948 \frac{102.08 \times 10^2}{24984126.08} = 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 4.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 4.1 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.976 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.512 \Rightarrow \text{A la fibre inférieure}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ci} &= \frac{7507.4}{5790} - 7507.4 \frac{(-68.08) \times 87.10}{24984126.08} - 2948 \frac{87.10 \times 10^2}{24984126.08} = 2.050 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \\ &= 20.50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ci} = 2050 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.514 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

❖ Donc au 14^{ème} jour les contraintes vérifiées.

On dispose une seule famille de câble, c'est-à-dire 03 câbles de (12T15S) sur l'about de la poutre.

VIII.5 Tracé des câbles

VIII..5.1 Positionnement

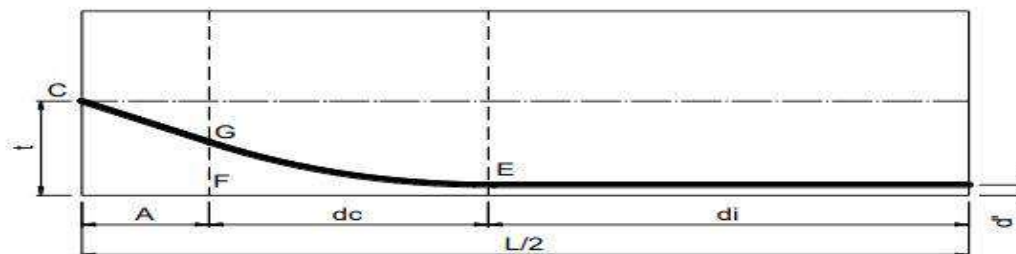
On dispose tous les câbles à l'about (03 câble).

VIII.5.1.1 Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e », en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.

❖ Câble d'about :



Figures VIII. 1 : Trace de câble.

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a \cdot X^2$ pour $x = dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

VIII.5.1.2 Application au projet

- Câbles d'about (aux appuis) :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about. Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : trois câbles disposés verticalement.

- La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.
- L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10$ cm

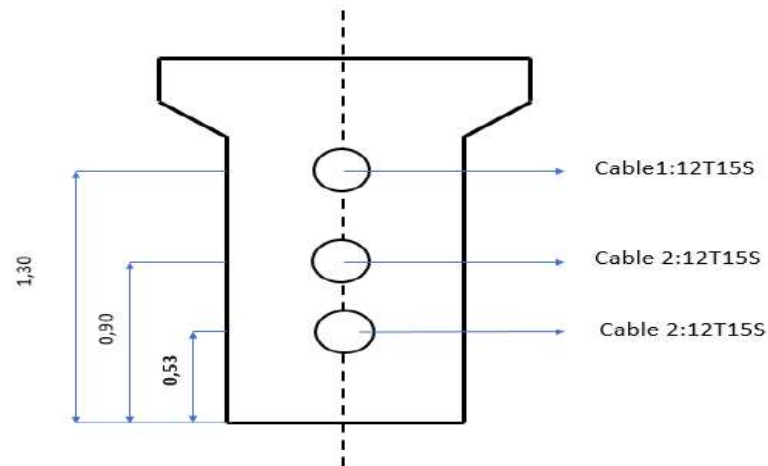
Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times V' = P_1 \times d + P_2 \times (a' + d) + P_3 \times (2a' + d).$$

La disposition à adopter est données comme suit :



Figures VIII. 2 : Disposition des câbles.

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ, \alpha_2 = 10^\circ, \alpha_3 = 15^\circ,$$

❖ Exemple de calcul :

Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 5} (0.53 - \tan 5 - 0.19) = 5.816m$$

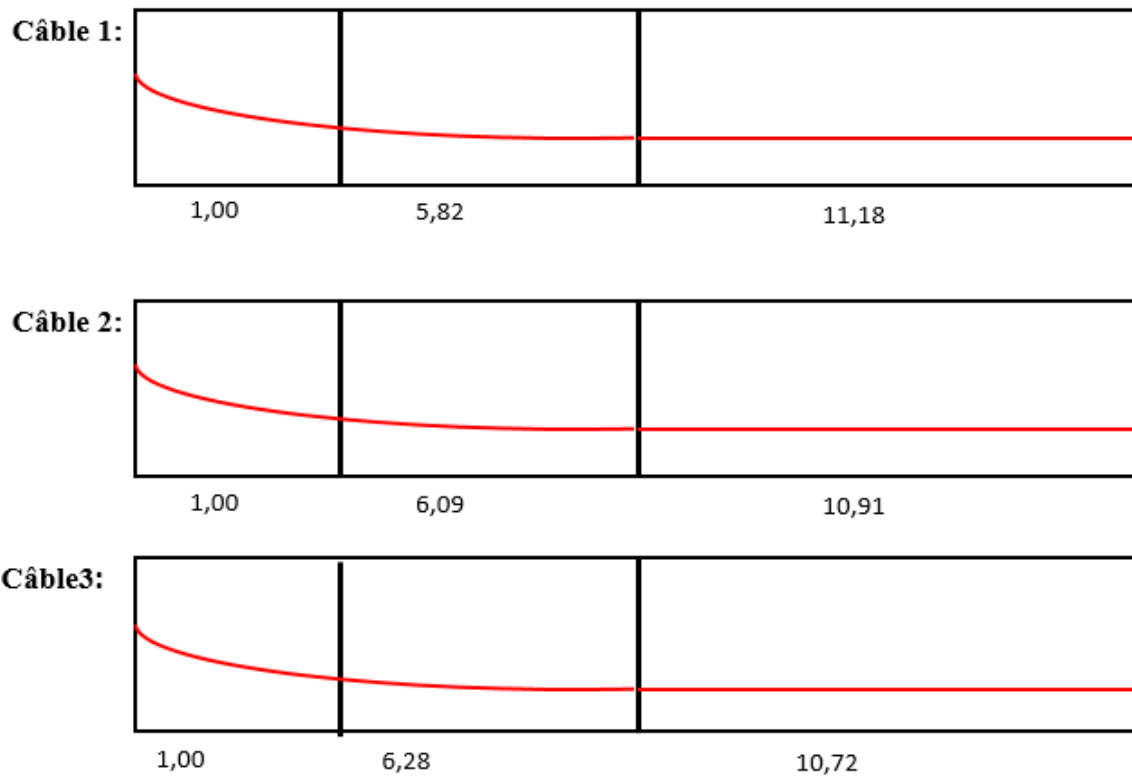
$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 5}{2 \times 5.816} = 0.0074$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 2 : Disposition des câbles.

N°	α	$\tan \alpha$	t(m)	d'	dc	a	2adc
1	5	0,087	0,53	0,19	5,816091954	0,007479249	0,087
2	10	0,176	0,9	0,19	6,068181818	0,014501873	0,176
3	15	0,268	1,3	0,19	6,28358209	0,021325416	0,268

- Tracé des câbles :



Figures VII. 3 : Tracé des câbles.

❖ **Longueur totale du câble :**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_c : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln \left(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 1ere famille}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 5} = 1.505 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.0074} \left[\ln \left(2 \times 0.0074 \times 5.82 + \sqrt{1 + (2 \times 0.0074 \times 5.82)^2} \right) + 2 \times 0.0074 \times 5.82 \sqrt{1 + (2 \times 0.0074 \times 5.82)^2} \right] = 5.82$$

Tableau VIII. 3 : Récapitulatif de logeurs des câbles.

N°	cos α	2adc	$\sqrt{(1 + (2ad)^2)}$	lc	lr	Ld	lt	Lt*2
1	0,996	0,087	1,0037773	5,823420	1,506024	11,18	18,5094447	37,0188894
2	0,984	0,176	1,01536988	6,0993658	1,5243902	10,91	18,5337560	37,0675121
3	0,965	0,268	1,03528933	6,35801	1,5544041	10,72	18,632414	37,2648292

VIII.5.2 Câble moyen fictif

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P », appliquée en un point (E) de la section. L'ensemble des câbles peut être assimilé pour la section à un câble unique passant au point E, tangent à la ligne d'action de « P ». Le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent ». Il se déterminent dans chaque section par le calcul de la distance « e » du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

- **Section d'about :** $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à X m de l'appui :** $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- Exemple de calcul :

Section d'appui : 3 câbles

Câble n° (1) : $t_1 = 0.53$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.90$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.30$ m

- Position du câble moyen à l'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.53 + 0.90 + 1.30}{3} = 0.91$$

Section à 1m de l'appui :

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = d_c + 1 - (X)$$

Câble n° (1) : $t_1 = 0.44$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.72$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.03$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.44 + 0.72 + 1.03}{3} = 0.73$$

Tableau VIII. 4 : Positionnement des câbles à l'about.

Câble	Section d'about		Câble	Section à 1m d'about	
	t_i	t_{moy}		t_i	t_{moy}
1	0.53	0.91	1	0.44	0.73
2	0.90		2	0.72	
3	1.30		3	1.03	

- Section médiane (0.5L) :

$$t_1 = t_2 = t_3 = d' = 0.19\text{m}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = 0.19\text{m}$$

VIII.6 Les caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

- Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$$



Figures VIII. 4 : Composante de la force de la précontrainte.

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos\alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos\alpha_i$

- **Section d'about (poutre seule) :**

Tableau VIII. 5 : Composante de la précontrainte à l'about (poutre seul).

N°	α	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	Z _i (m)	Z _i × $\cos\alpha$	Z _i ²
1	5	0,9961	0,0871	0,53	0,527933	0,278713252
2	10	0,9848	0,1736	0,9	0,88632	0,785563142
3	15	0,9659	0,2588	1,3	1,25567	1,576707149
Totale	/	2,9468	0,5195	2,73	2,669923	2,640983544

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{2.6699}{2.9468} = 0.9060\text{m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi\phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi\phi_g^4}{64} + \frac{\pi\phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 \quad n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \times 26410 = 1327520.81\text{cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi\phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.26\text{cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.26 = 3 \times 50.26 = 150.78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 90.60 \times 150.78 = 13660.668\text{cm}^3$$

Tableau VIII. 6 : Caractéristique géométrique de la gaine.

Désignations	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12310	90.60	1182749,9	151387422,7
Gaine	150.78		1366.668	1327520.81
Section nette	12159,22		1169089,232	150059901,9

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1169089}{12159.22} = 96,14 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 190 - 96.14 = 93.85 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 15005901.9 - \frac{(1169089.232)^2}{12159.22} = 37653873,15 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{37653873.15}{12159.22 \times 93.85 \times 96.14} \times 100 = 58.95 \%$$

$$e_p = Z - V' = 90.60 - 96.14 = -5.54 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 7 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P (%)	ep (cm)
96,14837399	93,85162601	37653873,15	34,31785963	-5,548373991

• Section d'about (poutre + hourdis) :

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VIII. 8 : Caractéristiques géométrique de la gaine.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	15810	90.60	1882749,9	291504089,3
Gaine	150,78		13660,668	1327520,81
Section nette	15659,22		1869089,232	290176568,5

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1869089.232}{15659.22} = 119,3603022 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 210 - 119.36 = 90.63 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 290176568.5 - \frac{(1869089.23)^2}{175659.22} = 67081512,88 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{67081512.88}{15659.22 \times 90.63 \times 119.53} \times 100 = 39.59\%$$

$$e_p = Z - V' = 90.60 - 119.36 = -28.76 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 9 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

V' (cm)	V (cm)	IG (cm ²)	P (%)	ep (cm)
119,3603022	90,63969776	67081512,88	39,59627798	-28,76030224

• **Section à 1m de l'about :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VIII. 10 : Composante de la précontrainte à 1 m de l'about (poutre seul).

N°	α	cosa	sina	Zi (m)	Zi × cosa	Zi ² (m)
1	5	0,9961	0,0871	0,44	0,438284	0,192092865
2	10	0,9848	0,1736	0,72	0,709056	0,502760411
3	15	0,9659	0,2588	1,03	0,994877	0,989780245
Totale	/	2,9468	0,5195	2,19	2,142217	1,684633521

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{2.142217}{2.9468} = 0,73 \text{ m}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 = \frac{3 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 1.6846.33 = 847392.09 \text{ cm}^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 73 \times 150.78 = 11006.94 \text{ cm}^3$$

Tableau VIII. 11: Caractéristique géométrique de la gaine

Section	B (cm ²)	z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12310	73	1182749,9	151387422,7
Gaine	150,78		11006,94	847392,09
Section nette	12159,22		1171742,96	150540030,6

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1171742.96}{12159.22} = 96.36 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 190 - 96.36 = 93.63m$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 150540030.6 - \frac{(1171742.96)^2}{12159.22} = 37623119.43cm^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{67081512.88}{15659.22 \times 90.63 \times 119.53} \times 100 = 34.29\%$$

$$e_p = Z - V' = 73 - 96.36 = -28.76 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 12 : Caractéristiques de la section à 1m de l'about sans hourdis.

V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P (%)	ep (cm)
96,3666222	93,6333778	37623119,43	34,2919165	-23,3666222

- Section à 1m de l'about avec hourdis

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VIII. 13 : Caractéristiques géométriques de la gaine.

Section	B (cm)	z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	15810		1882749,9	291504089,3
Gaine	150,78	73	11006,94	847392,09
Section nette	15659,22		1871742,96	290656697,2

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1871742.96}{15659.22} = 119.52cm$$

$$V = h - V' = 210 - 119.52 = 90.47m$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 290656697.2 - \frac{(1871742.96)^2}{15659.22} = 66927692.33cm^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{67081512.88}{15659.22 \times 90.63 \times 119.53} \times 100 = 39.52\%$$

$$e_p = Z - V' = 73 - 119.52 = -46.52 \text{ cm}$$

Tableau VIII. 14 : Caractéristiques de section à 1m de l'about avec hourdis.

V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P (%)	ep (cm)
119,5297697	90,47023032	66927692,33	39,52336804	-46,52976968

• **Section médiane**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 15 : Composantes de la précontrainte à la médiane (poutre seul).

$\sum \cos\alpha$	Zi(m)	Zi.cosa	Zi ² (m)	Ig(Δ)(cm ⁴)	Z(cm)	S Δ (cm ³)
2.9468	0.57	1.679676	0.3249	163915.73	57	8594.46

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 16 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B(cm²)	12310	15810	12310	15810	5790	9290
V'(cm)	96,14	119,36	96,366	119,52	87,91	130.83
V(cm)	93,85	90,63	93,63	90,47	102,08	79.16
Ig(cm⁴)	37653873,15	67081512,88	37623119,43	66927692,33	25169753,78	52418535.03
ρ (%)	34,31	39,59	34,2919165	39,52	49,73	55.37
ep (cm)	-5,54	-28,76	-23.36	-46,52	-30,91	-73.83

VIII.7 Calcul des pertes de tension

VIII.7.1. Introduction

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, chutes de tension et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension, ces pertes et chutes sont les suivantes :

- **Pertes instantanées** : Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux:
 - Pertes par frottement.
 - Pertes par recul d'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- **Pertes différées** : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :
 - Retrait de béton.
 - Relaxation des aciers.
 - Fluage du béton.

VIII.7.2 Les pertes instantanées

VIII.7.2.1 Perte par frottement

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec :

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1479\text{MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Tableau VIII. 17 : Perte par frottement.

Section	α		σ_{P_0}	$X = 0.00L$		$X = 1 \text{ m}$		$X = 0.25 L$		$X = 0.5 L$	
	Deg	rad		MPa	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X
Câble 1	05	0.087	1479	0.00	00	1	25.88	09	48.95	18	74.46
Câble 2	10	0.174	1479	0.00	00	1	48.46	09	71.17	18	96.28
Câble 3	15	0.262	1479	0.00	00	1	70.94	09	93.30	18	118.57
Valeur moy de 3 câbles	/	/	/	/	00	/	48.42	/	71.14	/	96.43

VIII.7.2.2 Pertes par recul d’ancrage

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n’affecte qu’une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu’à une distance (X) de l’ancrage ou elle s’annule. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l’ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Câble N°1 :

La tension à l’origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1479 \text{ MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1479(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1476.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1479(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 6.82) = 1435.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1479(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 18) = 1402.59 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage : $g=6\text{mm}$

Ep : Module d'élasticité de l'acier : $Ep = 190000\text{Mpa}$.

❖ Calcul des aires

$$S_1 = (1479 - 1476.04) \times \frac{1}{2} = 1.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1476.04 - 1435.66) \times 1 = 40.38 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1476.04 - 1435.66) \times 5.82/2 = 117.50\text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1435.66 - 1402.59) \times 6.82 = 225.53\text{MPa.m}$$

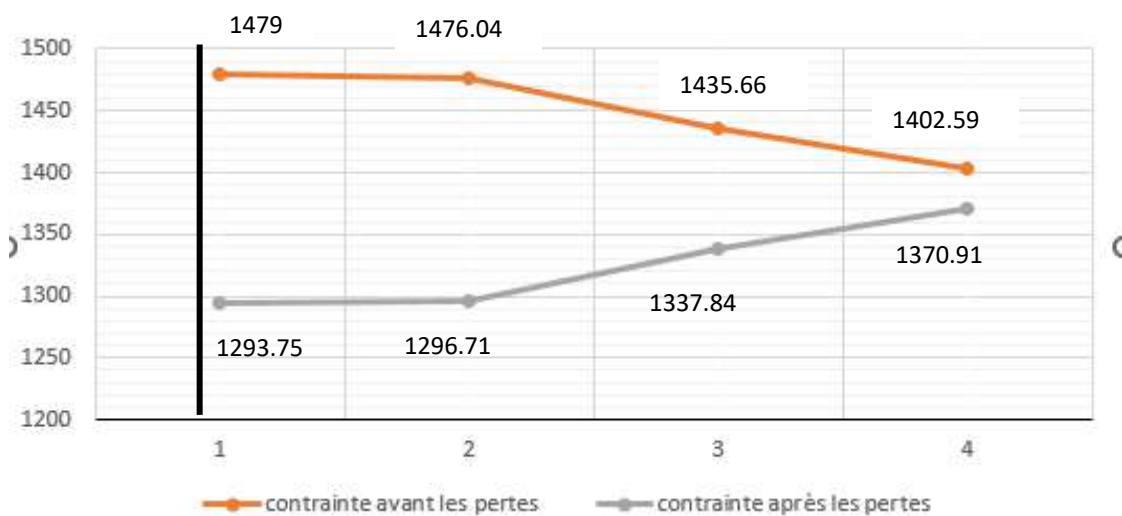
$$S_5 = (1435.66 - 1402.59) \times \frac{11.18}{2} = 184.86 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 569.75 = 1139.5 \text{ MPa.m}$$

$g.Ep > S \rightarrow$ Donc il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$:

$$g.Ep = s + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\Delta\sigma_m = \frac{g.Ep - S}{AD} = \frac{1140 - 569.75}{18} = 31.68\text{MPa}$$



Figures VIII. 5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocage du câble 1.

Câble N°2 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1479$ MPa

$$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1479(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1476.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1479(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 7.09) = 1411.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1479(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 18) = 1379.43 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

❖ **Calcul des aires**

$$S_1 = (1479 - 1476.04) \times \frac{1}{2} = 1.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1476.04 - 1411.70) \times 1 = 64.34 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1476.04 - 1411.70) \times 6.09/2 = 195.915 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1411.70 - 1379.43) \times 7.09 = 228.79 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1411.70 - 1379.43) \times \frac{10.91}{2} = 176.03 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 666.55 = 1333.11 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.Ep = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 64.34 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 195.915 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1411.70 - \sigma_M) \times 7.09$$

$$S_5 = (1411.70 - \sigma_M) \frac{(x - 7.09)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 261.73 + (1411.70 - \sigma_M) \left(7.09 + \frac{(x - 7.09)}{2} \right)$$

$$S = 523.47 + (1411.70 - \sigma_M)(7.09 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P_0} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1479 \times (1 - 0.18 \times 0.174 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1432.67 - 2.958 \cdot x$$

$$S = 532.47 + (1411.70 - [1432.67 - 2.958 \cdot x])(7.09 + x)$$

$$S = 532.47 - 148.67 - 20.97 \cdot x - 20.97 \cdot x + 2.958 \cdot x^2$$

$$S = 2.958 \cdot x^2 - 41.94 \cdot x + 532.47$$

$$\Delta = (41.94)^2 - 4 \times 2.958 \times 532.47 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 67.41$$

$$X = 18.48$$

$$\sigma_M = 1432.67 - 2.958 \times 18.48$$

$$\sigma_M = 1378.00 \text{ MPa.m}$$

Câble No3 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1479 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0} (1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1479(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1476.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1479(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 7.28) = 1387.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1479(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 18) = 1356.00 \text{ MPa}$$

$$g \cdot Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

❖ Calcul des aires

$$S_1 = (1479 - 1476.04) \times \frac{1}{2} = 1.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1476.04 - 1387.72) \times 1 = 88.32 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1476.04 - 1387.72) \times 6.28/2 = 277.32 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1387.72 - 1356.00) \times 7.28 = 230.92 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1387.72 - 1356.00) \times \frac{10.72}{2} = 170.02 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 768.06 = 1536.12 \text{ MPa. m}$$

$S > g.E_p \rightarrow$ le point (M) n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$g.E_p = S$ air (ABCMC'B'A')

$$S_1 = 1.48 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 88.32 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 277.32 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1387.72 - \sigma_M) \times 7.28$$

$$S_5 = (1387.72 - \sigma_M) \frac{(x - 7.28)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 367.12 + (1387.72 - \sigma_M) \left(7.28 + \frac{(x - 7.28)}{2} \right)$$

$$S = 734.24 + (1387.72 - \sigma_M)(7.28 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1479 \times (1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1409.25 - 2.958 \cdot x$$

Donc :

$$S = 734.24 + (1387.72 - [1409.25 - 2.958 \cdot x])(7.28 + x)$$

$$S = 731.69 - 156.73 - 21.53x - 21.53 \cdot x + 2.958 \cdot x^2$$

$$S = 2.958 \cdot x^2 - 43.06x + 574.96$$

$$\Delta = (43.06)^2 - 4 \times 2.958 \times 574.96 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 70.34$$

$$X = 19.16 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1409.39 - 2.958 \times 19.16$$

$$\sigma_M = 1352.71 \text{ MPa.m}$$

Tableau VIII. 18 : Les aires des câbles.

Câbles	S1 (MPa .m)	S2 (MPa .m)	S3 (MPa .m)	S4 (MPa .m)	S5 (MPa .m)	S=2∑Si (MPa .m)	Δσ _m (MPa)
1	1.48	40.38	117.50	225.53	184.86	1139.5	31.68
2	1.48	64.34	195.915	228.79	176.03	1333.1	00
3	1.48	88.32	277.32	230.92	170.02	1536.12	00

Tableau VIII . 19: Les tension des câbles.

	Cable N°1	Cable N°2	Cable N°3
σ_A (MPa)	1479	1479	1479
σ_B (MPa)	1476.04	1476.04	1476.04
σ_C (MPa)	1435.66	1411.70	1387.72
σ_D (MPa)	1402.59	1379.43	1356
σ_{A'} (MPa)	1293.75	1277	1226.61
σ_{B'} (MPa)	1296.71	1279.96	1229.57
σ_{C'} (MPa)	1337.84	1344.3	1317.89
σ_{d'} (MPa)	1370.91	/	/
σ_m (MPa)	/	1378	1352.71

➤ **Calcul des pertes par recul d'ancrage :**

Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 18 \text{ m}) = 31.68 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 9 \text{ m}) = (1429.22 - 1370.91) \times 2 + 31.68 = 148.3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1476.04 - 1296.71) = 179.33\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1479 - 1293.75) = 185.25\text{MPa}$$

Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 18 \text{ m}) = 0\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 9 \text{ m}) = (1405.79 - 1378) \times 2 + 0 = 55.58\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1476.04 - 1279.96) = 196.08 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1479 - 1277) = 202\text{MPa}$$

Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 18 \text{ m}) = 0\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 9 \text{ m}) = (1382.63 - 1352.71) \times 2 + 0 = 59.84 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1476.04 - 1229.57) = 246.47 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1479 - 1226.61) = 252.39\text{MPa}$$

Tableau VIII. 20 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

Section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1.00	9	18
Câble 1	185.25	179.25	148.3	31.68
Câble 2	202	196.08	55.58	0
Câble 3	252.39	246.47	59.84	0
Valeur moyenne de 3 câbles	213.21	207.27	65.93	10.56

VIII.7.2.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension du j^{ème} Câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera en une seule phase :

La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 3 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanément de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n - 1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

➤ **Section d'about et la médiane**

$$B_{d'about} = 12310 \text{ cm}^2 ; B_{médiane} = 5790 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 34.19$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{34.19} = 35701.98 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p \text{ d'about} = -5.55 ; e_p \text{ médiane} = -30.91$$

$$I_{Gd'about} = 37748322.26 \text{ cm}^4 ; I_{Gmédiane} = 24984126.08 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.8293 \text{ t/ml}$$

✓ Pour X=0m

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2} ; \text{pour } x = 0 \rightarrow M_g = 0 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Pi}(0) &= 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1479 - 0 - 213.21)}{12310 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{12310 \cdot (-5.54)^2}{37748322.26}\right) \\ &= 14.14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

✓ Pour X=9m

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{1.8293 \times 9}{2} \cdot (36 - 9) = 222.26 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Pi}(9) &= 222.26 \times \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1479 - 71.14 - 65.93)}{12310 \times 10^2} \\ &\cdot \left(1 + \frac{12310 \cdot (-5.54)^2}{37748322.26}\right) = 31.30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

✓ Pour X=18m

$$M_g = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{1.8293 \times 18}{2} \cdot (36 - 18) = 296.35 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Pi}(9) &= 296.35 \times \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1479 - 96.43 - 10.56)}{12310 \times 10^2} \\ &\cdot \left(1 + \frac{12310 \cdot (-30.91)^2}{24984126.08}\right) = 62.04 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 21 : Pertes par raccourcissement instantané de béton.

Câble	Section	0.00L	0.25L	0.50L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)		14.14	31.30

VII.7.2.4 Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ »

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 22 : Pertes instantanées totales à différents section « MPa ».

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Abscise	0	09	18
Câble1	199.39	228.55	168.18
Câble2	216.14	158.05	158.32
Câble3	266.53	184.44	180.61
Valeur moyenne des 3câbles	227.35	190.35	169.04

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VIII. 23 : Les tensions initiales probables « σ_{Pi} (MPa) ».

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Abscise	0	09	18
Câble 1	1279.61	1250.45	1310.82
Câble 2	1262.86	1320.95	1320.68
Câble 3	1212.47	1294.56	1298.39
Valeur moyenne des 3câbles	1251.65	1288.65	1309.96

VIII.7.3 Calcul des pertes différées

Elles sont dues à évaluation dans le temps de l'état de déformation et de contrainte des matériaux, en présence, retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

VIII.7.3.1 Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

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, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension.

La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91 Art.2.1.51 »

Section about:

$$r_m = \frac{12310}{525.62} = 23.42 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5790}{582.12} = 9.95 \text{ cm}$$

➤ **Perte dans les câbles :**

Section d'about :

$$r(I_{14}) = \frac{t}{t + 9r_m} = \frac{14}{14 + 9 \times 23.42} = 0.062$$

Donc : $\Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.062] \times 1.9 \times 10^5 = 53.46$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9.95} = 0.135$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.135] \times 1.9 \times 10^5 = 49.305$$

Tableau VIII. 24 : Valeur des pertes due au retrait de béton.

Section	0.00L	0.25L	0.50L
$\Delta\sigma_r(\text{Mpa})$	53.46	49.305	49.305

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = 49.305 \text{ MPA.}$$

VIII.7.3.2 Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- À relaxation normale, RN.
- À très basse relaxation, TBR.

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

La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

u_0 : 0.43 pour les armatures de très basse relation.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p0} = 1479 \text{ MPa.}$$

- Perte dans les câbles :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1251.65}{1860} - 0.43 \right) \times 1251.65 = 45.61 \text{ MPa.}$$

Tableau VIII. 25 : perte par relaxation des câbles.

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Abcisse (m)	0	9	18
$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1251.65	1288.65	1309.96
$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	45.61	50.80	53.89

VIII.7.3.3 Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

La perte de tension due au fluage proposé par le B.P.E.L91 est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

- Perte dans les câbles :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane (x = 0.5 L) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues donc :

$$qG = 1.8293 \text{ t/ml (poutre seule)}$$

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.8293 \times 18^2}{8} = 74.09 \text{ t.m}$$

$$B_{d'about} = 12310 \text{ cm}^2 ; B_{médiane} = 5790 \text{ cm}^2$$

$$ep_{d'about} = -5.55 ; ep_{médiane} = -30.91$$

$$I_{Gd'about} = 37748322.26 \text{ cm}^4 ; I_{Gmédiane} = 24984126.08 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\text{Pour } 0.55L \sigma_{pi} = 1309.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{74.09 \times (-30.91)10^4}{24984126.08} + 3 \times 1800 \frac{1309.96}{5790 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5790 \cdot (-30.91)^2}{24984126.08}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = 14.00 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } 0.25L \sigma_{pi} = 1288.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(0.25L) = \frac{74.09 \times (-30.91)10^4}{24984126.08} + 3 \times 1800 \frac{1288.265}{5790 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5790 \cdot (-30.91)^2}{24984126.08}\right)$$

$$\sigma_M(0.25L) = 13.08 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } 0L \sigma_{pi} = 1309.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M(0L) = \frac{74.09 \times (-5.55)10^4}{37748322.26} + 3 \times 1800 \frac{1251.65}{12310 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{12310 \cdot (-5.55)^2}{37748322.26}\right)$$

$$\sigma_M(0L) = 4.78 \text{ MPa}$$

D'après le **B.P.E.L 91**, [art3.3.24] la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_d = 49.30 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 53.89$$

$$\Delta\sigma_d = 94.21 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 14 - 3 \times 1800 \times \frac{74.09 + \Delta\sigma_{fl}}{5790 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5790 \cdot (-30.91)^2}{24984126.08}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 136.26 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.25L) = \left[2 \times 13.08 - 3 \times 1800 \times \frac{74.09 + \Delta\sigma_{fl}}{5790 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5790 \cdot (-30.91)^2}{24984126.08}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.25L) = 127.03 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0L) = \left[2 \times 4.78 - 3 \times 1800 \times \frac{74.09 + \Delta\sigma_{fl}}{12310 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{12310 \cdot (-5.55)^2}{37748322.26}\right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0L) = 74.99 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 26 : Perte par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abcisse	0	9	18
$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	$91.47 + \Delta\sigma_{fl}$	$91.36 + \Delta\sigma_{fl}$	$94.21 + \Delta\sigma_{fl}$
Mg (t.m)	00	18.52	74.09
$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1251.65	1288.65	1309.96
$\sigma_M(x)$ (Mpa)	4.78	13.08	14
$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	47.99	127.03	136.26

VIII.7.3.4 Pertes différées totales et tension finale probable

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 27 : Pertes différées totales dans différentes sections.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abcisse	0	09	18
$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	53.46	49.305	49.305
$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	45.61	50.80	53.89
$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	47.99	127.03	136.26
$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	139.46	218.67	230.47

VIII.8.5 La tension finale probable

Le pourcentage de pertes :

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x).$$

Tableau VIII. 28 : Pourcentage des pertes.

Section	0L	0.25L	0.50L
Abscisse	0	9	18
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1251.65	1268.65	1309.96
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	139.46	218.67	230.47
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1112.19	1049.98	1079.49
%perte	24.80	29.00	27.01
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VIII.9 Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 27.01% et 29.00 % de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est **32%** de σ_{p0} . D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que la précontrainte a été bien dimensionnée et elle répond aux exigences de l'ouvrage.

IX.1 Introduction

La culée est un élément crucial de la structure d'un pont, car elle assure la liaison entre le pont et les remblais. Elle est également appelée l'appui d'extrémité. La conception de la culée est très importante car elle peut avoir un impact significatif sur la sécurité et la stabilité du pont. Il est donc essentiel que la culée soit conçue de manière raisonnablement surabondante et avec des formes simples pour garantir sa fiabilité et sa durabilité.

La fonction de la culée se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique. La fonction mécanique, consiste à supporter les charges du pont et les transmettre aux fondations du sol. La fonction technique, quant à elle, consiste à résister aux effets des mouvements du sol, tels que les mouvements de fondation, les tassements différentiels et les glissements.

Pour satisfaire à toutes les exigences de la fonction de culée, il est important de prendre en compte les caractéristiques du site, les conditions géologiques, les contraintes environnementales et les charges du pont. Une conception bien conçue doit tenir compte de ces facteurs pour garantir la sécurité et la stabilité du pont.

Les éléments constituant la culée ont un rôle bien précis ; il convient alors de les étudier séparément. Soit l'étude du :

- Mur garde grève
- La dalle de transition
- Le mur en retour
- Le mur frontal
- Le corbeau
- La semelle

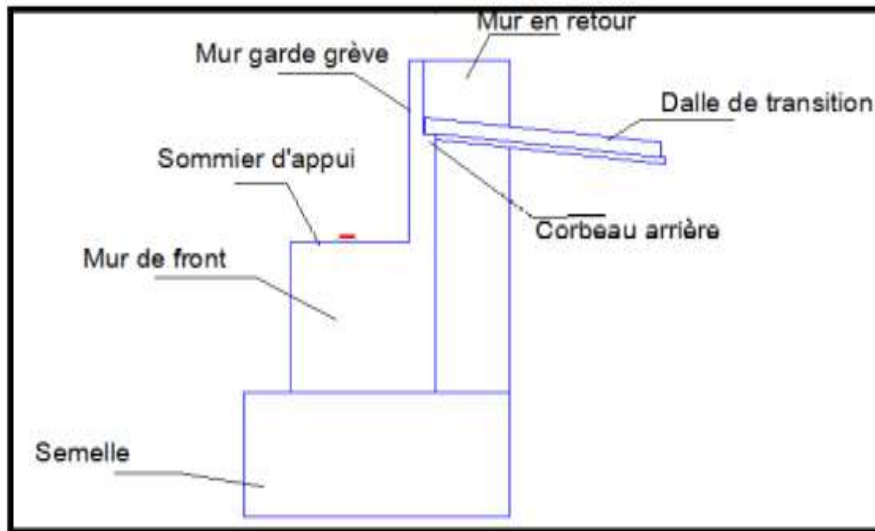


Figure IX. 1: les éléments de la culée.

IX.2 Pré dimensionnement de la culée

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est de $H = 10.33\text{m}$

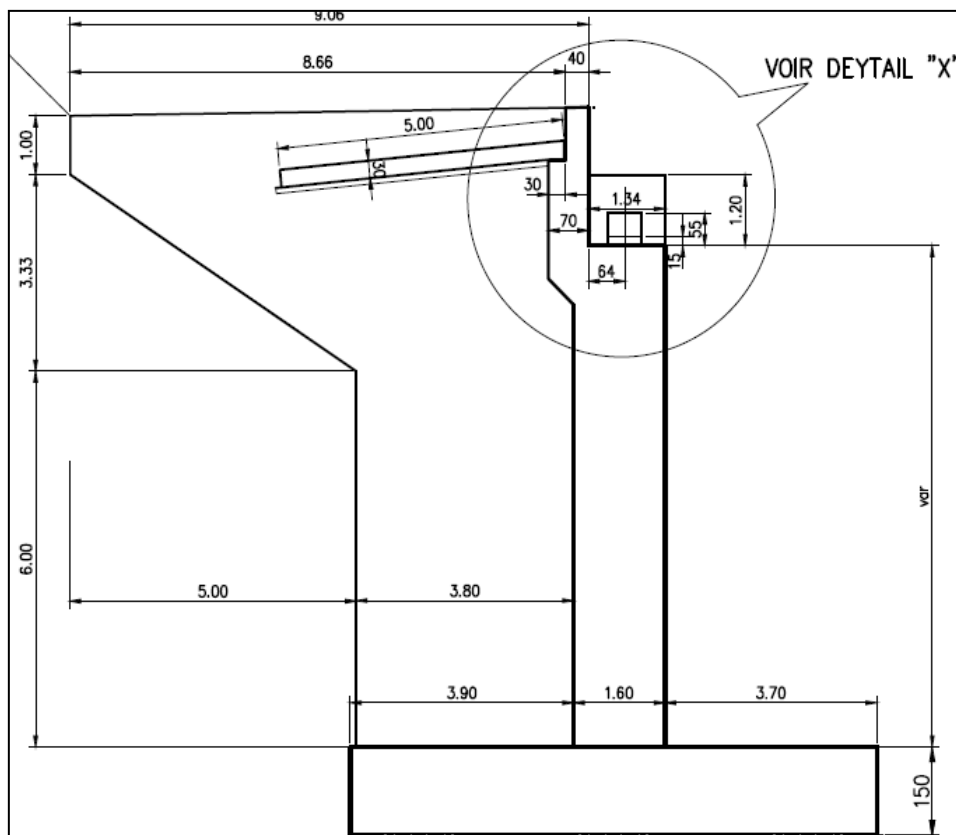


Figure IX. 2 : Les démentions de la culée.

➤ **Mur garde grève :**

Le mur garde grève à les dimensions suivantes :

- La hauteur du mur garde grève **H** = 2,20 m
- L'épaisseur du mur **e** = 0,40 m
- La longueur du mur garde grève **L** = 15,59 m

➤ **Dalle de transition :**

La dalle de transition à les dimensions suivantes :

- La longueur de la dalle **L** = 5m
- L'épaisseur de la dalle de transition **e** = 0,30 m
- La largeur de la dalle = 15,59 m

➤ **La semelle :**

Les dimensions de la semelle sont :

- L'épaisseur de la semelle **e** = 1,50 m
- La longueur de la semelle **L** = 15,80 m
- La largeur de la semelle = 9,20 m

➤ **Mur en retour :**

Le mur en retour a comme dimensions :

- L'épaisseur de mur en retour **e** = 0,50 m
- La longueur de mur en retour **L** = 8,66 m
- La hauteur de mur en retour **h** = 10,33 m

➤ **Le mur de front :**

- L'épaisseur de mur frontal **e** = 1,6 m
- La longueur de mur frontal **L** = 15,59 m
- La hauteur de mur frontal **h** = 8,12 m

• **Le corbeau :**

- La largeur de corbeau = longueur du mur garde grève - 2(épaisseurs du mur en retour)

$$L = 15,85 - (2 \times 0,5) = 14,85 \text{ m}$$

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2,44 m, une petite base de 2,00 m et une hauteur de 0,30 m

XI.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée

- Dans les conditions normales :

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Dans les conditions sismiques :

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2\alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

Solen l'RPOA on a :

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

Avec :

Tableau IX. 1: Les catégories d'importance des ponts

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La catégorie d'importance du notre ouvrage il est classé en groupe (2) **pont important**.

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (Tableau IX.2).

Tableau IX. 2 : Coefficient sismique en Algérie.

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

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Bejaia (zone **IIa**) sont 0,20 pour le Groupe 2 (pont important).

$$\varepsilon_h = 0.20 \text{ Coefficient sismique horizontale.}$$

$$\varepsilon_v = 0.06 \text{ Coefficient sismique verticale.}$$

Tableau IX. 3 : valeurs des paramètres λ_{ah} , K et, θ .

Action de séisme	ε_h	ε_v	k	θ	λ_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition séismique	0.20	0.06	1.048	10.684	0.455
	0.20	-0.06	0.989	12.011	0.491

XI.4 Moments des charges sollicitant le pont

Tableau IX. 4 : Valeurs des moments dus à la charge permanente et la poussée des terres.

Désignation	ε_h	Calcul de p(t)	Effort horizontal aux p	ε_v	Effort verticales $(1 \pm \varepsilon_v)p$	Bras de levier H	Bras de levier V	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(t \cdot m)$
-------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------------	--	------------------	------------------	---	---------------------------------------

Mur garde grève	0	34.29	0	0	34.29	5.1	/	/	174.87
	0.2		6.85	0.06	36.34			/	185.33
	0.2		6.85	- 0.06	32.23			/	164.37
Dalle de transition	0	58.45	0	0	58.45	7.3	/	/	426.68
	0.2		11.69	0.06	61.95			/	452.23
	0.2		11.69	- 0.06	54.94			/	401.06
La semelle	0	545.1	0	0	545.1	4.60	/	/	2507.46
	0.2		109.02	0.06	577.80			/	2657.88
	0.2		109.02	- 0.06	512.39			/	2356.99
Mur en retour	0	130.5	0	0	130.50	8.14	/	/	1062.27
	0.2		26.10	0.06	138.33			/	1126
	0.2		26.10	- 0.06	122.67			/	998.53
Le mur de front	0	506.36	0	0	506.36	4.5	/	/	2278.62
	0.2		101.27	0.06	536.74			/	2415.33
	0.2		101.27	- 0.06	475.97			/	2141.86
Le corbeau	0	25.95	0	0	25.95	5.45	/	/	141.42
	0.2		5.19	0.06	27.50			/	149.87
	0.2		5.19	- 0.06	24.39			/	132.92
Tablier	0	516.04	0	0	516.04	4.5	/	/	2322.18
	0.2		103.20	0.06	547.00			/	2461.5
	0.2		103.20	- 0.06	485.07			/	2182.81
Poussée des terres	Mur		466	/	/	/	4.94	2304.99	/
	GG +		637.54	/	/			3149.46	/
	Mur frontal		687.98	/	/			3398.62	/
	Semelle		10.65	/	/	/	0.50	5.325	/
			14.55	/	/			7.275	/

			15.70	/	/			7.85	/
poussées dues aux Surcharges	Mur GG + Mur Front		50.18	/	/	/	5.16	258.92	/
			68.57	/	/			353.82	/
			74.00	/	/			381.84	/
	Semelle		7.892	/	/	/	0.75	5.919	/
			10.78	/	/			8.085	/
			11.63	/	/			8.722	/
Poids des terres sur D- T	0	78.78	0	0	78.78	8	/	/	630.24
	0.2		15.75	0.06	83.50			/	668.00
	0.2		15.75	- 0.06	74.05			/	592.40
Poids des terres sur la semelle	0	955.59	0	0	955.59	7.25	/	/	6928.02
	0.2		191.11	0.06	1012.92			/	7343.67
	0.2		191.11	-0.06	898.25			/	6512.31
Total	Cas1	3385.78	534.72	/	2851.06	/	/	2575.15	16471.76
	Cas2		1301.62	/	3022.08	/	/	3518.63	17459.81
	Cas3		1359.49	/	2679.96	/	/	3797.03	15483.25

- **Poussée due aux terres :**

$$p = \frac{1}{2} \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp^2$$

- **Poussée due aux surcharges :**

$$p = 1.2 \times \lambda_{ah} \times \gamma \times l \times hp$$

Avec :

$\gamma = 1.8 \frac{t}{m^3}$: Poids volumique des terres.

- **Les valeurs des moments et les efforts globaux :**

Les valeurs des moments et les efforts globaux sont donnés par le tableau IX.5

Tableau IX. 5: Valeurs des moments et les efforts globaux

Désignation	$\varepsilon_h \cdot p$	$(1 \pm \varepsilon_v)p$	$M_R(t \cdot m)$	$M_S(t \cdot m)$
Totale	534.72	2851.06	2575.15	16471.76
	1301.62	3022.08	3518.63	17459.81
	1359.49	2679.96	3797.03	15483.25

XI.5 Vérification de la culée

➤ Vérification au glissement :

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à **1,5**. Donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \varepsilon_v)p}{\varepsilon_h \cdot p} \operatorname{tg}\varphi > 1.5$$

C.S : en condition sismique le C.S.G égale à **1**. Donc on vérifie que :

$$\delta = \frac{\sum(1 \pm \varepsilon_v)p}{\varepsilon_h \cdot p} \operatorname{tg}\varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 6 : Valeurs de vérification au glissement.

Condition	$\varepsilon_h \cdot p$	$(1 \pm \varepsilon_v)p$	μ	δ	C.S.G	Vérification
C.N	534.72	2851.06	0.57	3.07	1.5	Vérifie
H + V ⁺	1301.62	3022.08	0.57	1.34	1	Vérifie
H + V ⁻	1359.49	2679.96	0.57	1.13	1	Vérifie

➤ Vérification au renversement :

C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à **1,5**. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$$

C.S : en condition sismique le C.S.R vaut à **1**. Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 7 : Valeurs de vérification au renversement.

Condition	$\sum M_R(t.m)$	$\sum M_S(t.m)$	R	C.S.G	Vérification
C. N	2575.15	16471.76	6.39	1.5	Vérifie
H + V ⁺	3518.63	17459.81	4.96	1	Vérifie
H + V ⁻	3797.03	15483.25	4.07	1	Vérifie

XI.6 Ferrailage des éléments de culée

XI.6.1 la dalle de transition

a. Evaluation des efforts :

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids propres : $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75$ t/ml

Revêtement : $2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176$ t/ml

Poids du remblai : $1,8 \times 1 \times 0,90 = 1,62$ t/ml

Surcharge répartie : $q = 1,2$ t/ml

On utilise la combinaison d'action à L'E.LU sachant que $M = 1,35M_G + 1,6M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,546 \times 5^2}{8} = 7,956 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1,2 \times 5^2}{8} = 3,75 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 1,35 \times 7,956 + 1,6 \times 3,75 = 16,74 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1,2M_Q = 7,956 + 1,2 \times 3,75 = 12,45 \text{ t.m} \end{cases}$$

b. Ferrailage :

➤ Ferrailage verticale :

$$M_U = 16,74 \text{ t.m ;}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ;$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m} ;$$

$$b = 1 \text{ m} ;$$

Les dimensions de la section sont : $b = 1 \text{ m} ; h = 0.3 \text{ m}$.

Fissuration préjudiciable ($n = 1.6$) ; $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$;

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{16.74 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 17} = 0.135 ;$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ (Section sans acier comprimé)}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.181 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92 ;$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} \Rightarrow A_{su} = 15.50 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} ;$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{500} = 2.98 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{su} = 15.50 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

On prend **6HA20** de section 18.85 cm^2 avec un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Le ferrailage horizontal**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{18.85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA12} \quad A_t = 6.79 \text{ cm}^2 ;$$

Avec un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

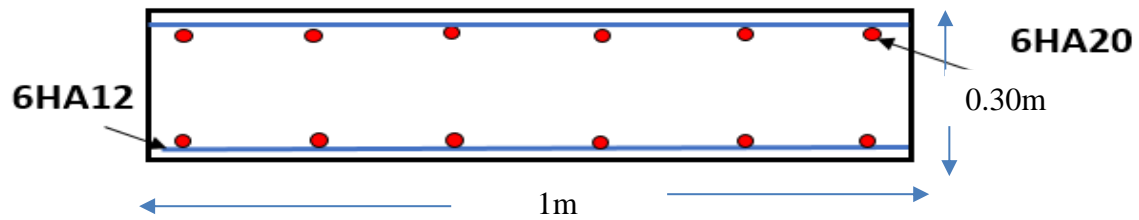


Figure IX. 3 : Ferrailage de la dalle de transitions.

IX.6.2 Mure garde grève

a. Evaluation des efforts :

D'après le document SETRA PP73 :

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 de remblais.
- ✓ Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré dans le mur frontal, et étudier pour un mètre linéaire.

• Poussée des terres :

$$M_t = \frac{p \times h}{3} = \frac{1}{6} \times k_a \times \gamma_r \times h^3 \times l$$

$$\text{Avec : } P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times l \times h^2$$

$$K_a = 0.333$$

$$\gamma_r = 1.8t/m^3 \text{ Poids volumique des terres ;}$$

$$h = 2,20 \text{ m : Hauteur du mur garde grève ;}$$

$$l = 1 \text{ m ;}$$

$$M_t = 0.166 \times 0.333 \times 1.8 \times 1 \times 2.20^3 = 1.063t.m$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 1.063 = 1.345 \text{ t.m (À L'ELU) ;}$$

$$M_{ts} = 1 \times 1.063 = 1.06 \text{ t.m (A L'ELS) ;}$$

• **Poussée des charges locales :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (Poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + \dots} \dots \dots (1)$$

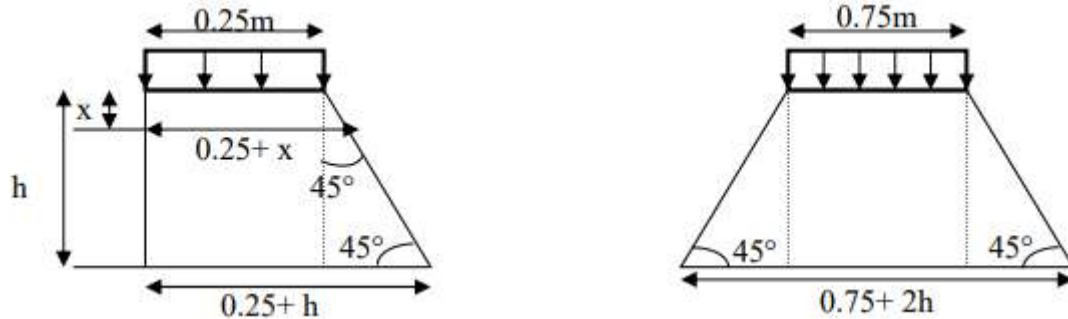


Figure IX. 4 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Avec : $K = K_a \times \delta \times d \times b_c$

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

μ : Coefficient de pondération : $\begin{cases} \mu = 1.2 \text{ à l' ELS ;} \\ \mu = 1.6 \text{ à l' ELU.} \end{cases}$

$b_c = 0.95$ (Coefficient de pondération du système Bc) ;

$H = 2.20 \text{ m ;}$

$$K_{ah} = 0.3333 ;$$

$$d = 1 \text{ m} ;$$

$$\text{À L'ELU} : K = 0,3333 \times 1,6 \times 1 \times 0.95 = 0.5066$$

$$\text{À L'ELS} ; K = 0,3333 \times 1,2 \times 1 \times 0.95 = 0.379$$

D'après l'équation (1) :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2H} [2.45 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2.20}$$

$$\text{À L'ELU} : M_p = 4.002 \text{ t.m}$$

$$\text{À L'ELS} : M_p = 2.993 \text{ t.m}$$

- **Force de freinage :**

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève, et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Donc le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.83 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.541 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \\ 3.406 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_p + M_f) = 1.35(1.345) + 1.6(4.002 + 4.541) = 15.48 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2 (M_p + M_f) = 1.06 + 1.2 (2.993 + 3.405) = 8.73 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

b. Ferrailage du mur garde grève :

➤ **Ferrailage vertical :**

Le moment maximal : $MELU = 15.48 \text{ t.m}$

$$h = 30 \text{ cm} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ;$$

Dimension (0.30 x 1m2)

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0,270 \text{ m}$$

$f_{c28} = 30\text{Mpa}$; Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

Acier : $f_e = 500\text{Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{15.48 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 17} = 0.124$$

$$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A_s = 0 \text{ (Section sans acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.166 ;$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93 ;$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} \Rightarrow A_{su} = 14.17 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} ;$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{500} = 2.98 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{su} = 14.17 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

On prend **5HA20** de section 15.71 cm^2 avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$.

➤ **Le ferrailage horizontal**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{15.71}{3} = 5.23 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA12} \quad A_t = 6.79 \text{ cm}^2 ;$$

Avec un espacement de $e=15 \text{ cm}$.

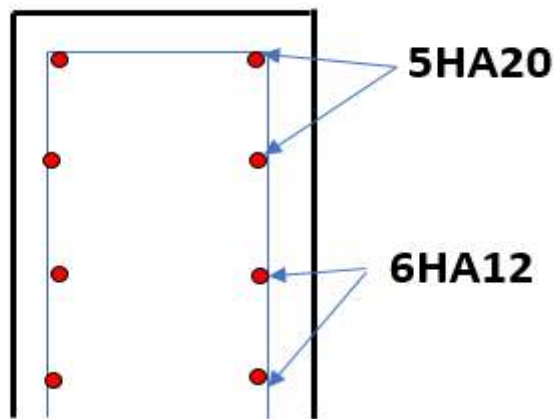


Figure IX. 5 : Le ferrailage du mur garde grève.

IX.6.3 Mur retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Selon document SETRA PP73 (1.3.2) : il est soumis aux charges suivantes :

Poids propre du mur y compris la superstructure ;

- ✓ Les poussées horizontales répartir ;
- ✓ Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comporte une charge verticale de 4t. et une charge horizontale de 2t.

$L = 8.66 \text{ m}$; $H = 10.33 \text{ m}$; $e = 0.50 \text{ m}$.

✓ Efforts horizontaux :

Poussée de terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times L \times K_{ah}$$

Avec coefficient de poussée $K_{ah} = 0.333$

$$P_t = \frac{1}{2} \times (1.8 \times 10.33^2 \times 1 \times 0.333) = 31.98 \text{ t}$$

Poussée des surcharges sur remblai :

$$P_{sr} = H \times L \times K_{ah} \times 1.2$$

$$P_{sr} = 10.33 \times 1 \times 0.333 \times 1.2 = 4.13 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (2t) } P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$$

✓ **Les moments :**

$$\text{Poussée de terres : } M_t = P \times \frac{H}{3} = 31.98 \times \frac{10.33}{3} = 110.117 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{sr} = P \times \frac{H}{2} = 4.13 \times \frac{10.33}{2} = 21.33 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = P \times H = 2.4 \times 10.33 = 24.79 \text{ t.m}$$

✓ **Les combinaisons :**

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 222.45 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + M_{sc}) = 165.46 \text{ t.m}$$

✓ **Efforts verticaux :**

$$\text{Poids propre du mur : } P_t = 1 \times 10.33 \times 0.50 \times 2.5 = 12.91 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } P_{su} = 0.3 \times 8.66 = 2.60 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } M_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$$

✓ **Les moments**

$$\text{Poussée de terres : } M_t = P \times \frac{H}{3} = 12.91 \times \frac{8.66}{3} = 37.26 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{sr} = P \times \frac{H}{2} = 2.60 \times 0.5 = 1.3 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_{sc} = P \times H = 4.8 \times 8.66 = 41.57 \text{ t.m}$$

✓ **Les combinaisons :**

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35(M_t + M_{sc}) + 1.6M_{sr} = 108.50 \text{ t.m.}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = (M_t + M_{sc}) + 1.2M_{sr} = 80.39 \text{ t.m.}$$

✓ **Ferraillage horizontal :**

Le ferraillage se fait en flexion simple :

$$M_{ELu} = \frac{225.45}{10.33} = 21.82 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELs} = \frac{165.46}{10.33} = 16.02 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa}; b = 1\text{m}; h = 0.50\text{m}; d = 0.45\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{21.82 \times 10^{-2}}{1 \times 0.45^2 \times 17} = 0.0633$$

$$\mu_{bu} = 0.0633 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.16$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.536$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{su}} = 11.15 \text{ cm}^2$$

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.4}{500} = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 11.15 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4.97 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA16** de section 12.08 cm^2 avec un espacement de $e = 17\text{cm}$

✓ **Ferrillage vertical**

$$M_{ELu} = \frac{108.58}{8.66} = 12.54 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELs} = \frac{80.39}{8.66} = 9.28 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa}; b = 1\text{m}; h = 0.50\text{m}; d = 0.45\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{12.54 \times 10^{-2}}{1 \times 0.45^2 \times 17} = 0.0364$$

$$\mu_{bu} = 0.0364 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0463$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.981$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{b.d.f_{su}} = 6.40 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** de section 6.79 cm^2 avec un espacement de $e = 17 \text{ cm}$

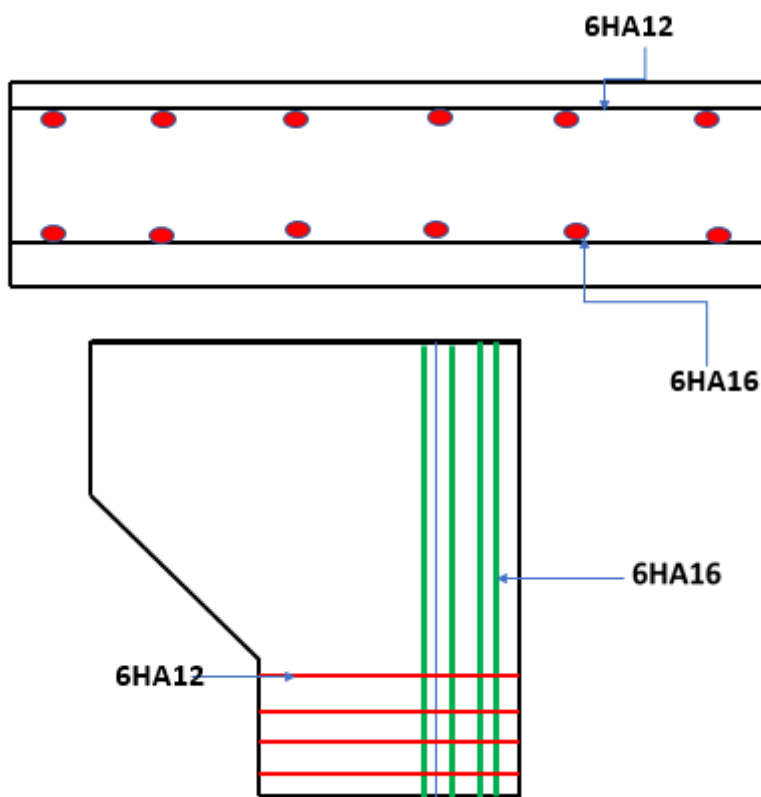


Figure IX. 6 : Le ferrillage de mur en retour.

IX.6.4 Le corbeau

Le corbeau est un appui de dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dalle :

$$R_u = 16.70 \text{ t} ; R_{ser} = 12.45 \text{ t.}$$

On suppose que le corbeau comme une console encastree dans le mur garde grève :

$$M_u = \frac{(2.44 + 2)}{2} \times 0.70 \times 2.5 + 16.70 \times 0.3 = 8.895 \text{ t.m}$$

$$M_u = 8.895 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.895 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 17} = 0.0193$$

$$\mu_{bu} = 0.0193 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{su}} = 7.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.4}{500} = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 7.58 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2.98 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA14** de section 7.70 cm^2 avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Le ferrailage horizontal :**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{7.70}{3} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $A_t = 3.16 \text{ cm}^2$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de HA25/50 tous les 1m.

✓ **La vérification au cisaillement :**

$$R_u = 16.70 \text{ t} = 16.70 \times 10^{-2}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9 \cdot b_0} = \frac{16.70 \times 10^{-2}}{0.27 \times 1} = 0.18 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.5 \times f_{c28} / \gamma ; 3 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPA}$$

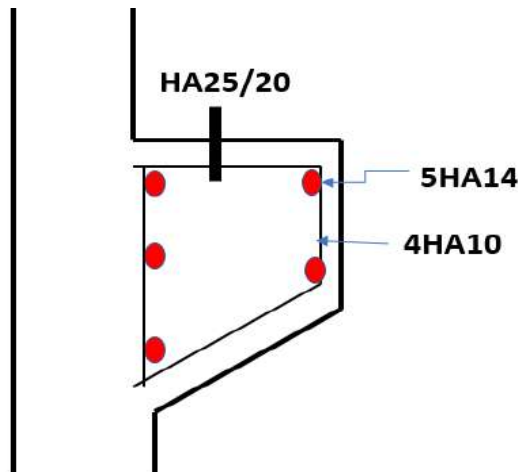


Figure IX. 7 : Le ferrailage de corbeau.

IX.6.5 Mur de front

a. Evaluation des efforts :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D₂₄₀.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève et leur poids propre.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau IX. 8: Valeurs des sollicitations.

Désignation	ϵ_h	Calcul de p(t)	Effort horizontal $x \epsilon_h \cdot p$	Effort verticales $(1 \pm \epsilon_v)p$	Bras de levier h	Bras de levier v	Moment de renversement $M_R(t \cdot m)$	Moment stabilisateur $M_S(t \cdot m)$

Mur garde grève	CN	34.29	0	34.29	5.1	/	/	174.87
	H + V ⁺		6.85	36.34			/	185.33
Corbeau	CN	25.95	0	25.95	5.45	/	/	141.42
	H + V ⁺		5.19	27.50			/	149.87
Mur frontal	CN	506.36	0	506.36	4.5	/	/	2278.62
	H + V ⁺		101.27	536.74			/	2415.33
Mur en retour	CN	130.5	0	130.5	8.14	/	/	1062.27
	H + V ⁺		26.10	138.33			/	1126
Freinage du à Bc	CN	30	30	/	/	4.5	135	/
	H + V ⁺		0	/			0	/
Dalle de transition	CN	58.45	0	58.45	7.3	/	/	426.68
	H + V ⁺		11.69	61.95			/	452.23
Tablier	CN	516.04	0	516.04	4.5	/	/	2322.18
	H + V ⁺		103.20	547.00			/	2461.5
Poids de terres Sur DT	CN	78.78	0	78.78	8	/	/	630.24
	H + V ⁺		15.75	83.50			/	668.00
Poussée des terres	/	/	466	/	/	4.94	2304.99	/
	/		637.54	/			3149.46	/
Mur GG+ mur frontale								
Poussé	/	/	50.18	/	/	5.16	258.92	/

e des surcharges MGG +MF	/		68.57	/			353.82	/
Total	/	/	546.18	1350.37	/	/	2698.91	7036.24
	/	/	976.16	2031.36	/	/	3503.28	7457.26

• **Récapitulatif des efforts :**

✓ **Condition normale :**

Effort normal : $\Sigma (1+ \nu) P = 1350.37 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma (1+ \nu) P}{b} = \frac{1350.37}{15.59} = 86.61 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 86.61 = 116.92 \text{ t.m}$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 7036.24 - 2698.91 = 4337.33 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS: } M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{4337.33}{15.59} = 278.21 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 278.21 = 375.58 \text{ t.m}$$

✓ **Condition sismique :**

Effort normal : $\Sigma (1+ \nu) P = 2031.36 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = 130.29 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } N = 175.90 \text{ t/ml.}$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 7457.26 - 3503.28 = 3953.98 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS : } M = 253.62 \text{ t.m}$$

$$\text{ELU : } M = 342.39 \text{ t.m}$$

Tableau IX. 9: Sollicitation à la base de voile.

	ELU		ELS	
	Condition normal	Condition sismique	Condition normal	Condition sismique

M (t.m)	375.58	342.39	278.21	253.62
N(t)	116.92	175.90	86.61	130.29

- **Ferraillages de mur frontal**

Ferraillages verticaux :

La section est soumise à la flexion composée.

$$N_u = 175.90 \text{ t}$$

$$M_u = 342.39 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{342.39 \times 10^{-2}}{1 \times 1.44^2 \times 17} = 0.0971$$

$$\mu_{bu} = 0.0971 < \mu_{lu} = 0.493 \quad \Rightarrow A_s = 0 \text{ (Section sans acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.127$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot f_{su} \cdot d} - \frac{N_u}{f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$A_{su} = 0$ donc la section entièrement comprimée

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e};$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 100 \times 144 \times \frac{2.4}{500} = 16.162 \text{ cm}^2;$$

$$A_{su} = 0.17 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 16.162 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

D'après le B.A.E.L on prend **9HA16** avec $A_s = 18.09 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 12cm

- **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{18.09}{3} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend : **9HA10** (7.07cm²), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12 cm.

Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition).

On prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{18.09}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 5HA12 (5.65 cm²), avec un espacement de 20 cm.

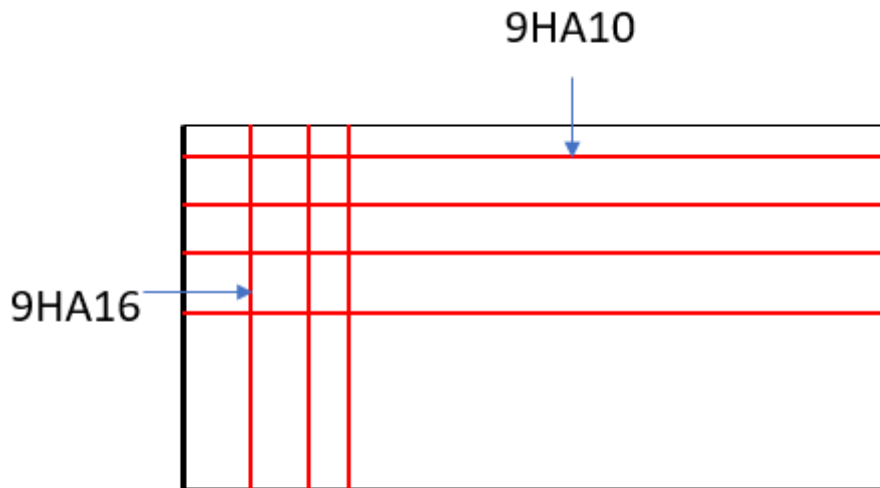


Figure IX. 8 : Ferrailage du mur de front.

X.1 Introduction

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations et des certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, Hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur dimensionnement dépend de :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

X.2 : Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantations de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile. Il y a trois types des fondations :

1. Fondation superficielle :

La hauteur d'encastrement D dans le sol n'excède pas 4 ou 5 fois la largeur B ($D \leq 4 / 5 B$), avec B : la petite largeur de la semelle.

2. Fondation profonde :

Le choix des fondations profondes est obligatoire lorsqu'on ne peut pas trouver à faible profondeur, une couche de sol suffisamment résistance.

On distingue :

- **Pieux :**

Il s'agit d'un type de fondation dont la largeur est très faible par rapport à la profondeur d'ancrage. Selon leur mode de réalisation, on distingue les pieux forés, pieux battus, pieux coulés sur place avec chemise récupérable ou non.

3. Fondation semi-profonde :

- **Puits :**

Ce sont des fondations semi profondes de largeur relativement importante, creusé à la main, qu'on fonde en profondeur pour atteindre une couche d'assise résistance. Le choix d'un type de pieu dépend des caractéristiques géotechniques des sols en place, Hydrauliques (les nappes d'eau, risque de liquéfaction dans le cas de sable fin saturés d'eau).

Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont les : les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux, se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissé sur place.

Le rapport de sol propose des fondations profondes de type pieux forés de 12m de longueur.

X.3 Etude de la pile

Le schéma représentatif de la pile est présenté sur la figure X.1 :

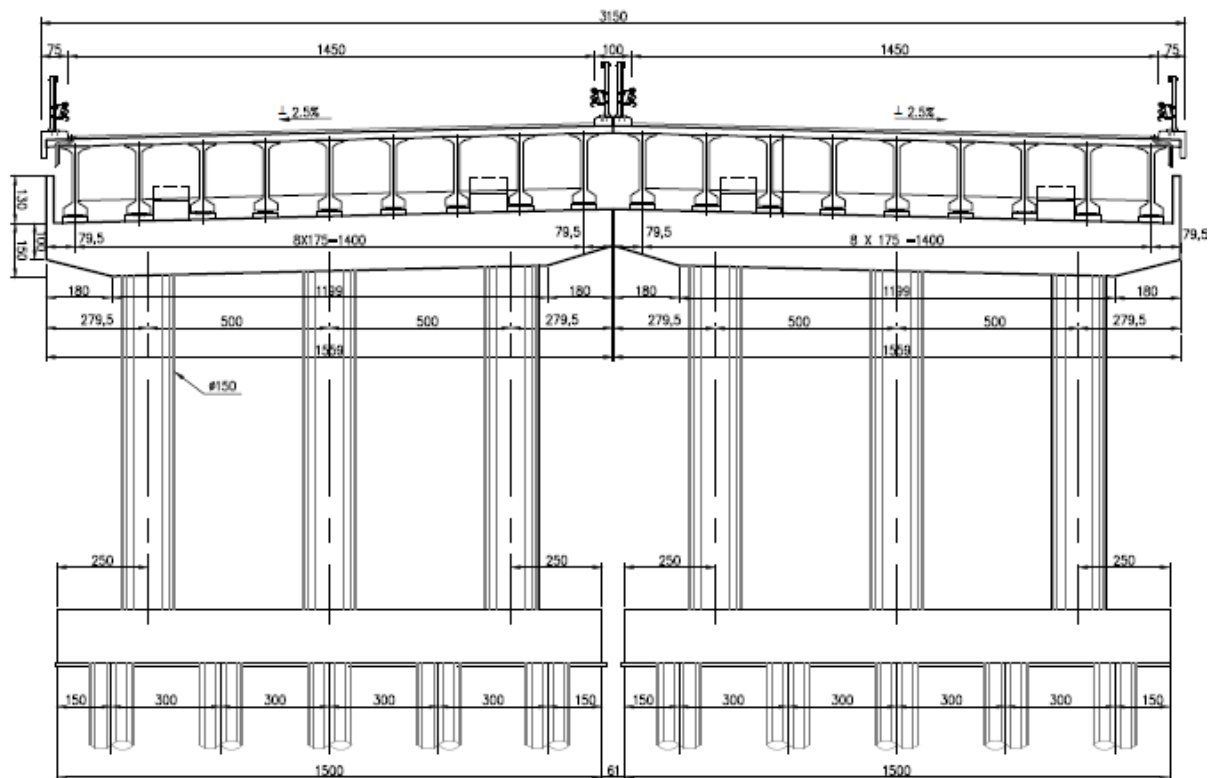


Figure X. 1 : Détail de la pile.

X.3.1 Choix de la pile

On opte pour la pile portique, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.

X.3.2 Pré dimensionnement de la pile

a. Chevêtre

- Longueur du chevêtre : 15.59m
- Largeur du chevêtre : 2.10m
- Hauteur du chevêtre : 1.50m

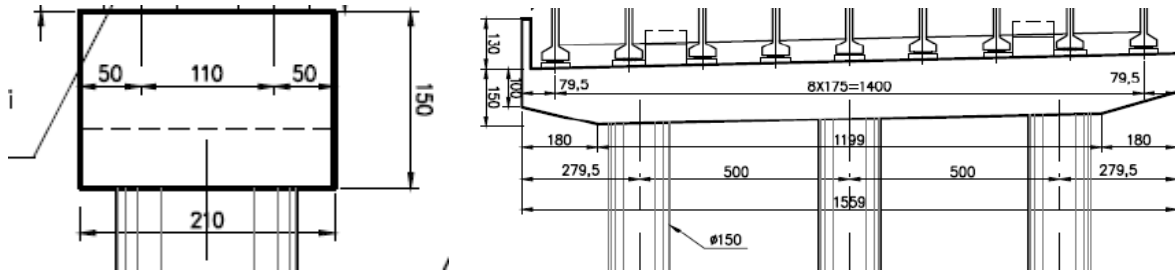


Figure X. 2 : Les dimensions du chevêtre.

b. Les Fûts :

- Diamètre du fut : $\phi = 1.50$ m
- Hauteur du fut : $H = 9.50$ m

c. Semelle :

- Longueur de la semelle : 15m
- Largeur de la semelle : 5.80m
- Epaisseur de la semelle : 1.50m

X.4 Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux fûts des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, il est soumis à la flexion simple.

X.4.1 Etude de chevêtre en flexion simple

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois fûts.

a. Evaluation des efforts

Poids propre du chevêtre :

$$P_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 15.59 \times 2.10 \times 1.50 = 122.77t$$

$$P_c = 7.875t/ml$$

- Efforts dû au poids propre du tablier :

$$P_g = \frac{P_g}{n} = \frac{1032.084}{9} = 114.676$$

P_g : Poids total du tablier.

n: nombre de poutres.

b. Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$Q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{d240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times K_{\alpha \text{ max}}$$

$$R_{D240} = \frac{(1+0.723)}{2} + 9.3 + 12.9 = 206.7t$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{206.7}{9} \times 1.34 = 38.78t/poutre$$

c. Calcul des sollicitations aux états limites :

Tableau X. 1 : Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

Poids du tablier P_g (T)		1032.084
Poids du chevêtre P_c (T/m)		7.87
Poids du surcharge P_{D240} (T)		39
ELU	$P_u = 1.35 \times (P_g + P_{D240})$	1445.96
	$G_u = 1.35 \times P_c$	10.62
ELS	$P_{ser} = (P_g + P_{D240})$ (T)	1071.084
	$G_s = P_c$ (T/ml)	7.87

Il faut savoir en premier temps si on peut appliquer la R.D.M tout en vérifiant la condition suivante :

Avec :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{5}$$

- h : la hauteur du chevêtre $h = 1.5\text{m}$
- L : l'entraxe des fûts $L = 5\text{m}$

0, 033 ≤ 0, 3 ≤ 0, 2 ⇒ Condition non vérifiée

Donc la R.D.M n'est pas applicable, d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques. Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{P + K_i}{\sum K_i} \times \left[1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \times y_i^2)} \times e \times y_i \right]$$

Avec :

- R_i : La réaction d'appui.
- P : La résultante des charges.
- y_i : L'excentricité de R_i par rapport au barycentre.
- e : L'excentricité de P par rapport au barycentre.
- K_i : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc $e = 0\text{ m} \rightarrow R_i = R/n$ (n : nombre d'appui « fûts » = 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} R_u = \frac{1}{3} [(P_u \times n_p) + (g_u \times L)] = \frac{1}{3} \times ((1032.084 \times 9) + (10.62 \times 15.59)) = 3151.44\text{t} \\ R_s = \frac{1}{3} [(P_s \times n_p) + (g_s \times L)] = \frac{1}{3} \times ((1071.084 \times 9) + (39 \times 15.59)) = 3415.92\text{t} \end{array} \right\}$$

- Modélisation du chevêtre :

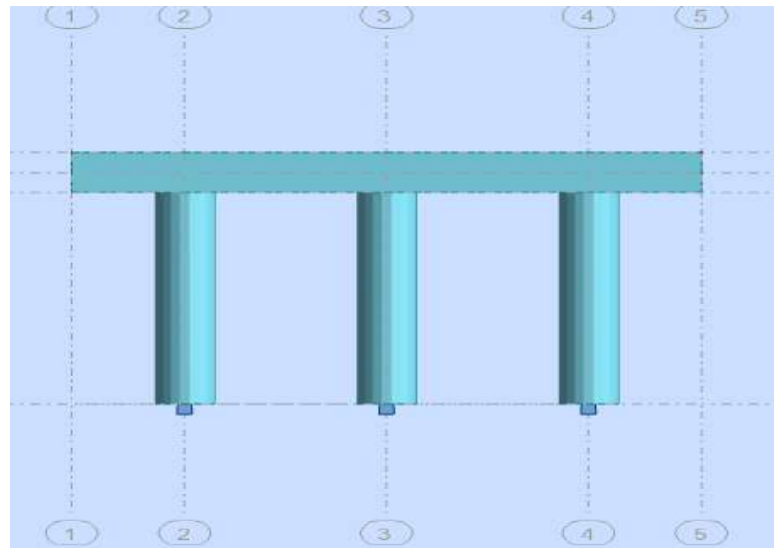


Figure X. 3 : La modalisation du chevêtre.

d. Effort interne dans le chevêtre :

- Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul numérique avec robot, le moment maximum est donné à l'ELU par la combinaison la plus défavorable $1,35 \times G + 1,60D_{240}$ et à l'ELS, par la combinaison la plus défavorable $G + D_{240}$:

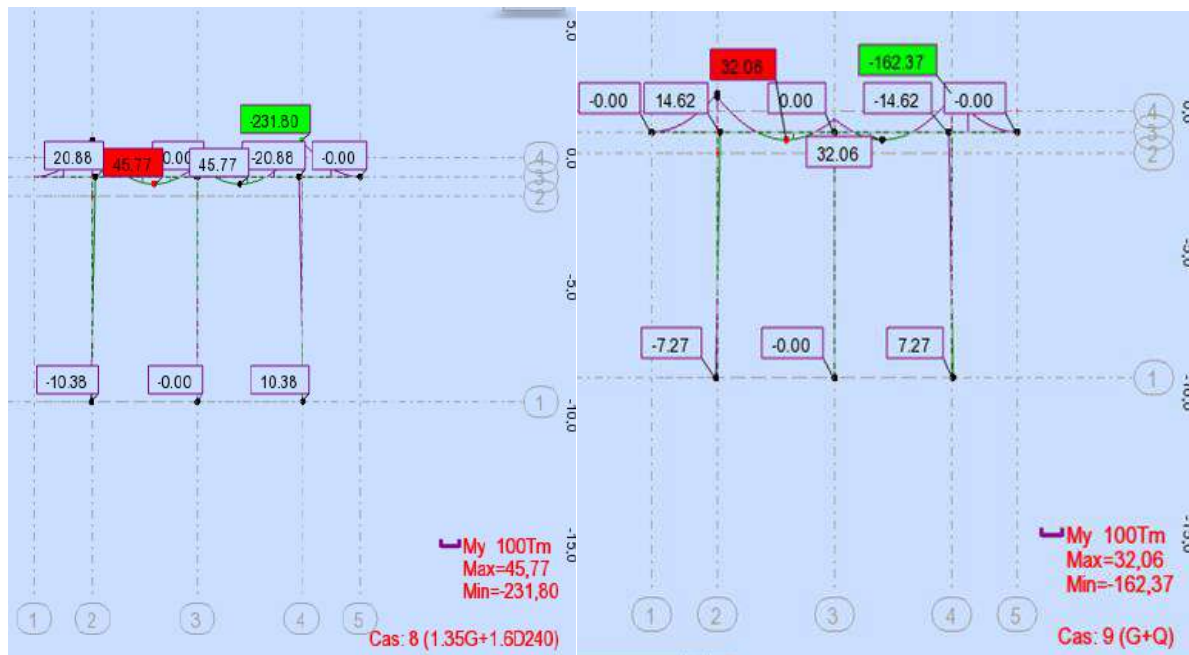


Figure X. 4 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable.

• L'effort tranchant :

L'effort tranchant maximum est donné à l'ELS par la combinaison la plus défavorable $1,35 \times G + 1,60D_{240}$ et à l'ELS par la combinaison la plus défavorable $G + D_{240}$.

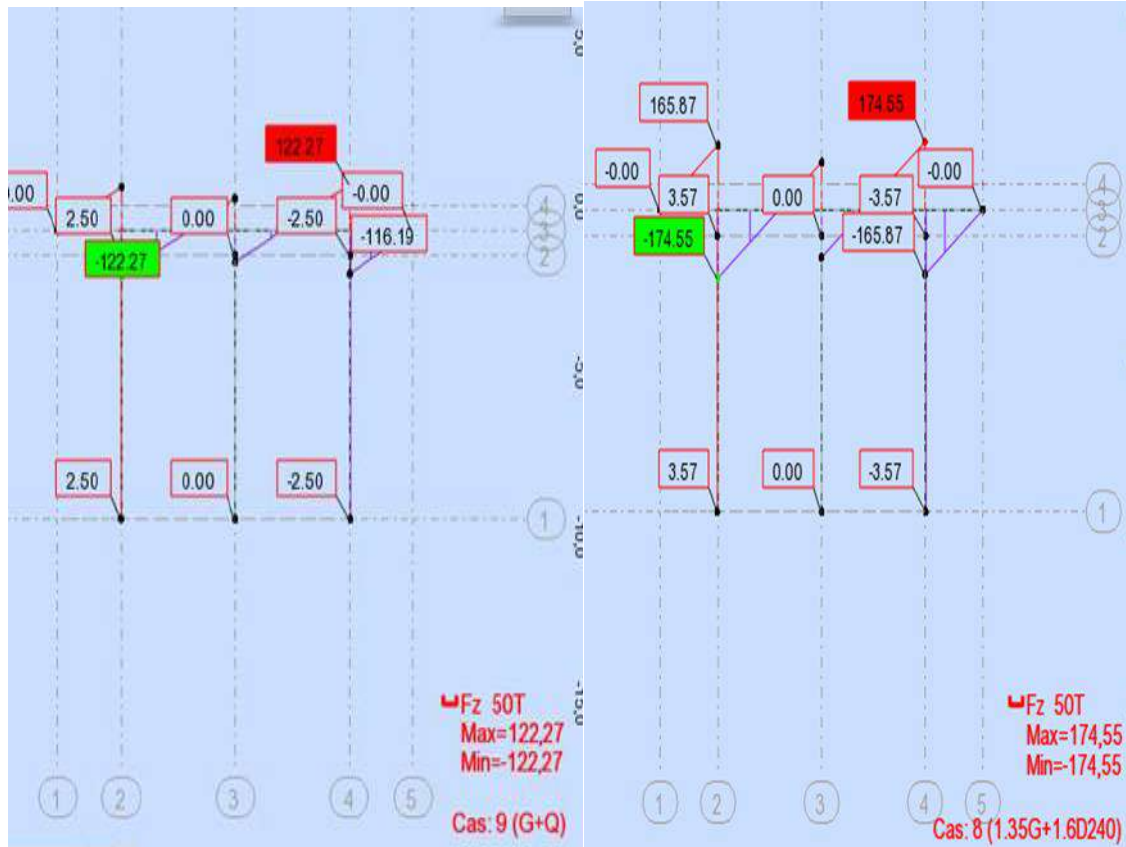


Figure X. 5: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable.

• Expression des résultats :

Tableau X. 2 : Effort interne à l'ELU et l'ELS dans le chevêtre.

	ELU		ELS	
	A mi-travée	Aux appuis	A mi-travée	Aux appuis
M(t/ml)	45.77	231.80	32.06	162.37
T(t)	174.5		122.27	

X.4.2 Ferrailage de chevêtre à la flexion

❖ Ferrailage longitudinal :

Soit les données suivantes :

$$- f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$- f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$- f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$- F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$- \gamma_s = 1,15$$

$$- \gamma_b = 1,5$$

$$- h = 1.50 \text{ m}$$

$$- d = 0,9 \times h = 1,35 \text{ m}$$

$$- b_0 = 2.10 \text{ m}$$

$$- \sigma_s = f_e / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91 :

a. Section d'armature supérieure :

ELU :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{45.77}{210 \times 10^{-2} \times 135^2 \times 10^{-2} \times 17} = 0.007 < 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}}{0.8} = 0.008$$

$$z_1 = d \times (1 - 4 \times \alpha) = 1.31 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{s,max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{45.77}{0.135 \times 215.55} \times 10^2 = 77.94 \text{ cm}^2$$

Tableau X. 3 : Ferrailage longitudinale du chevêtre.

ELU			ELS		
	M_t	M_{ap}		M_t	M_{ap}
$M_U(\text{MN.m/ml})$	0.4577	2.3180	$M_s(\text{MN.m/ml})$	0.3206	1.6237
μ	0.007	0.035	μ	0.004	0.024
α	0.008	0.044	α	0.006	0.0303
$Z(\text{m})$	1.31	1.33	$Z(\text{m})$	1.3419	1.33
$A_s(\text{cm}^2)$	77.94	40.06	$A_s(\text{cm}^2)$	5.5	28.00

b. Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{cnf}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{cnf} = \frac{0.23 \times 2.10 \times 1.35 \times 2.4}{500} = 31.29 \text{ cm}^2$$

c. Conclusion

- En travée (nappe inférieure) : $A_s = 31.29 \text{ cm}^2$ soit **8HA25** soit $A_s = 37.13 \text{ cm}^2$

- À l'appui (nappe supérieure) : $A_s = 77.94 \text{ cm}^2$ soit **10HA32** soit $A_s = 80.40 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage transversal :

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_{adm} = \min(0.1 \times f_{t28}; 4 \text{ MPa}) = (3; 4) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{174.55}{2.10 \times 1.35} = 61.58 \text{ T/m}^2 = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 0.61 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} = \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28} \times k)}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0 \times S_t$$

$$A_{t1} = \frac{(3 - 0.3 \times 2.4)}{0.9 \times 500} \times 1.15 \times 2.10 \times 0.15$$

$$A_{t1} = 18.35 \text{ cm}^2$$

d. Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$$

$$A_{min} = \frac{0.4 \times 2.10 \times 15}{500} = 2.52 \text{ cm}^2$$

e. Justification de la bielle de béton :

$$\tau_u = \frac{f_{c28}}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow 2.52 \leq 5 \text{ Vérifiée}$$

X.4.3 Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion

La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système D240).

Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égale

à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

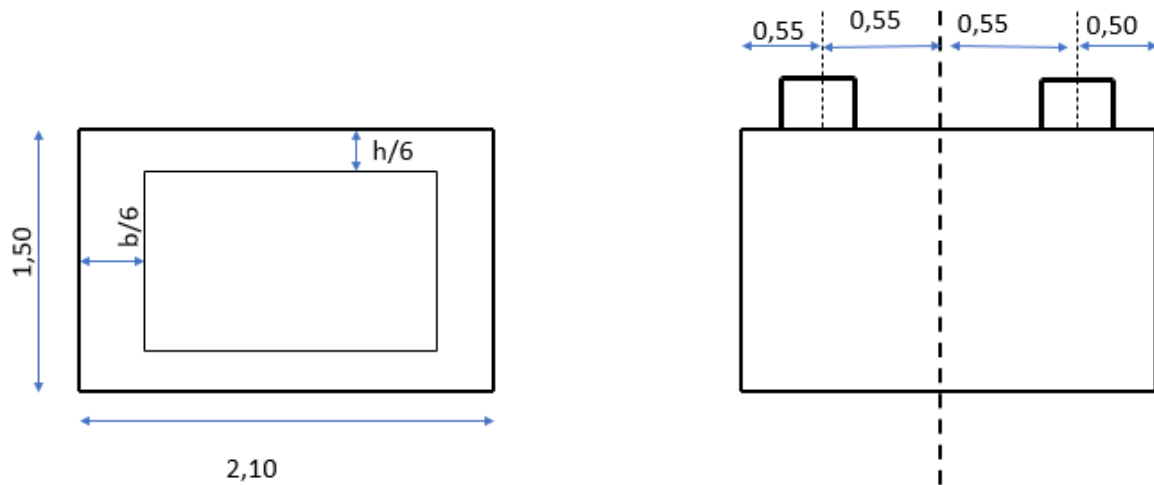


Figure X. 6 : Coupe du chevêtre.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

$$b_0 = \frac{D}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25m$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

- **Calcul du moment de torsion.**

$$M_{tu} = 1,35 \times [(R_G + R_{D240}) a - R_G \times a]$$

Dans notre cas le $R_G = 0$ où :

$$M_{tu} = 1,35 R_{D240} \times a$$

$$M_{tu} = 1,35 \times 206,7 \times 0,55 = 153,5 \text{ t.m} = 1,53 \text{ MN.m}$$

- **Les Justification du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u^2(v_u) + \tau_u^2(MT) < \overline{\tau_{adm}}^2$$

$\tau_u^2(v_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u^2(MT)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\overline{\tau_{adm}}^2 : 0.3712 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(MT) = \frac{MT}{2\Omega b_0}$$

Ω : L'aire du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi.

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12}\right) \times \left(h - \frac{2D}{12}\right) = \left(2.10 - \frac{2 \times 1.5}{12}\right) \times \left(1.5 - \frac{2 \times 1.5}{12}\right) = 2.31 \text{ m}^2$$

$$\tau_u^2(MT) = \frac{153.5}{2 \times 2.31 \times 0.25} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(v_u) + \tau_u^2(MT) = 0.61^2 + 1.33^2 = 2.4 < 9 \text{ Condition vérifiée.}$$

X.4.3.1 Calcul des armatures de torsion

- **Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{M_{tu} \times u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.53 \times 7.20}{2 \times 2.31 \times \frac{500}{1.15}}$$

$$u = (1.5 + 2.10) \times 2 = 7.20 \text{ m}$$

$$A_t = 54.84 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **7HA32** (56.3 cm²)

- **Armatures transversales :**

$$A_{t2} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.53}{2 \times 2.31 \times \frac{500}{1.15}} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 18.35 + 7.6 = 25.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit 13 cadres HA16 (26.14 cm}^2\text{)}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

$$\frac{25.95}{15} > \frac{0.4 \times 2.10}{500}$$

$$1.73 > 0.168 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On remarque que les sections de ferrailage à la torsion sont supérieures par rapport à celle de la flexion. Nous retenons le ferrailage définis au calcul de la torsion, comme s'est illustré en figure IX.7

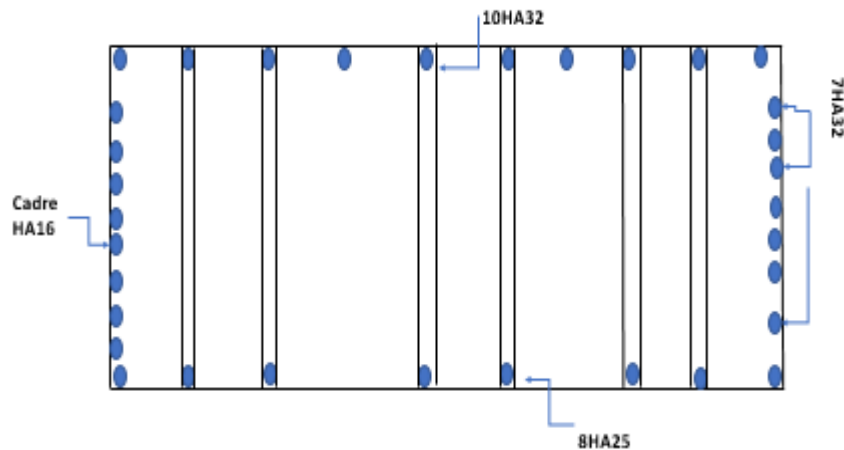


Figure X. 7: Ferrailage de chevêtre.

X.5 Etude du fût

Le fût est considéré comme encastré dans le voile de raidissement, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, Courant d'eau et force de freinage) et efforts verticaux (Poids Propre, Surcharges).

X.5.1 Evaluation des efforts**a. Efforts verticaux**

f. Charges permanentes :

✓ Poids propre du tablier :

$$N_t = \frac{1032.04}{3} = 344.01t$$

✓ Poids de chevêtre :

$$N_c = \frac{122.77}{3} = 40.92t$$

✓ Poids propre du fût :

$$P_f = 2.5 \times \left(\frac{\pi \times 1.5^2}{4} \times 9.5 \right) = 41.97t$$

➤ **Effet du séisme vertical :**

$$N_s = \xi_v \times N_G = \xi_v (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0.06 \times (334.01 + 40.92 + 41.97) = \pm 25.61 \text{ MN}$$

➤ **Effet du séisme horizontal :**

$$H_{s \text{ tab}} = 0.2 \times 334.01 = 66.80 \text{ t}$$

$$H_{s \text{ chev}} = 0.2 \times 40.92 = 8.18 \text{ t}$$

$$H_{s \text{ fut}} = 0.2 \times 41.97 = 8.39 \text{ t}$$

g. Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU : k = 1.35 (pour D₂₄₀) k = 1.6 (pour les autres charges)

➤ A l'ELS : k = 1 (pour D₂₄₀) k = 1.2 (autre charge)

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable

Tableau X. 4 : Les sollicitations maximales obtenues.

	ELS	ELU	ELA
R(t)	506.7	684.04	506.7
N_x	16.06	21.68	25.61
N_y	506.7	684.04	456.47
M_x	176.66	238.49	506.7
M_y	675.6	912.06	62.52

X5.2 Ferrailage en flexion composée

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_U = 912.06 \text{ t.m} \\ N_U = 21.68 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_S = 675.6 \text{ t.m} \\ N_S = 16.06 \text{ t} \end{cases}$$

 **Stabilité du fût au flambement :**

On doit vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 11 = 7.7 \text{ m}$$

$$i = \frac{\phi}{3} = \frac{1.5}{3} = 0.5 \rightarrow \lambda = 15.4$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{912.06}{16.06} = 42.06 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ 50 ; \frac{67 \times e_0}{D} \cdot 100 \right\} = 50$$

$$\lambda < \bar{\lambda} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Avec : L_f : Longueur de flambement

➤ **Armatures longitudinales :**

Le Calcul des armatures se fait pour une section circulaire en flexion composée :

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrailage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

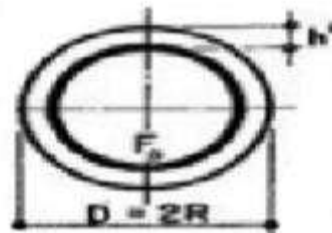


Figure X. 8 : Calcul des paramètres de Walther.

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w} = \frac{0.2168}{\pi \times 0.75^2 \times 30} = 0.04$$

$$m = \frac{9.1206}{\pi \cdot 0.75^2 \cdot 30} = 0.17$$

$$h' = 0.05$$

$$d = 2R = 1.5$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de $w = 0.08$

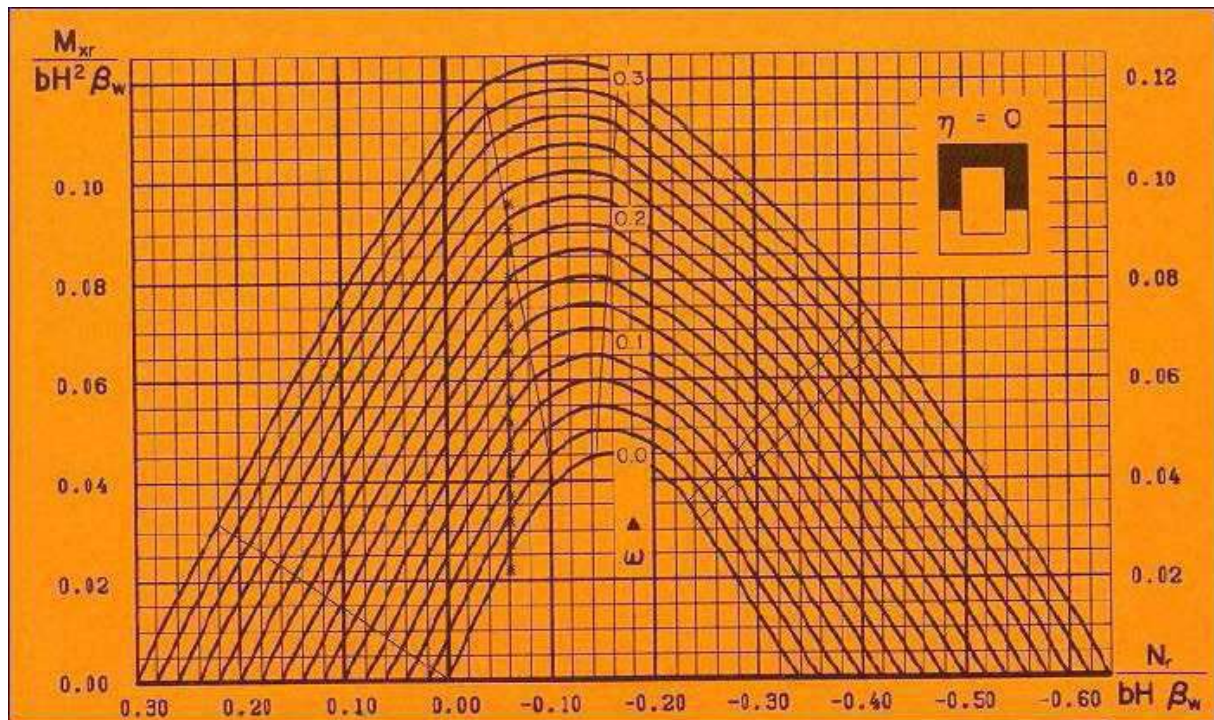


Figure X. 9 : Abaque de Walther.

$$w = \frac{A_s}{\pi \cdot R^2} \times \frac{f_e}{f_{c28}}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} = \frac{\pi \times 0.75^2 \times 30 \times 0.08}{500} = 84.78 \text{ cm}^2$$

Soit : 18HA25 (88.38 cm²)

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 72.14 \text{ cm}^2 < 88.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \text{ Donc : } \phi_t = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_l = 12 \text{ mm}$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction

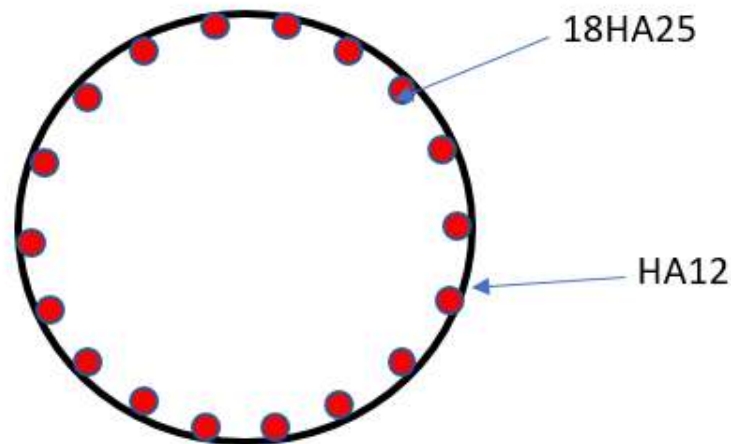


Figure X. 10 : Ferrailage de futs

X.6 Etude de La semelle

X.6.1 Evaluation des efforts

➤ Conditions normales :

a. Charges verticales :

$$CP = (\text{Tablier} + 3\text{Fûts} + \text{Chevêtre})$$

$$CP = 1032.0843 + 3 \times 41.97 + 122.77 = 1280.76$$

- Surcharges $D_{240} = 240$ t.
- Poids de la semelle :

$$P_s = 2.5 \times 5.80 \times 15 \times 1.50 = 326.25 \text{ t.}$$

- Poids des terres :

$$P_t = \left[(15 \times 5.08 \times 0.84) - \frac{3 \times \pi \times 1.5^2}{4} \right] \times 1.8 = 122.00 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } N_{\max} = 1969.01 \text{ t.}$$

b. Charges horizontales :

$$\text{Freinage : } F_{BC} = 16.06 \text{ t.}$$

$$\text{Vent : } F_v = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

➤ Récapitulatif :

Effort normal : $N_{\max} = 1969.01 \text{ t}$.

Moments à la base du fût :

- Freinage : $M_{BC} = 16.06 \times (9.50+1.50) = 176.66 \text{ t.m}$.

- Vent : $M_v = 0,2 \times (9.50+1.50) = 2.2 \text{ t.m}$.

Donc : $N_{\max} = 1969.01 \text{ t}$.

$M_{\max} = 176.66 \text{ t.m}$.

➤ Condition sismique

G ($1 \pm 0,06$) avec $G = 1969.01 \text{ t}$

$N_{\max} = 2087.15 \text{ t}$

$N_{\min} = 1850 \text{ t}$

$M_{\max} = 176.66 \times 3 = 529.98 \text{ t}$.

On a des pieux de 12 m de profondeur et d'une portance $QN = 205 \text{ t}$ (donné par le rapport géotechnique)

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacite portante d'un pieu}}$$

$$n = \frac{2087.15}{205} = 10.18$$

On prend 10 pieux.

A. Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \cdot \sum y_i^2}$$

▪ Condition normale :

$$N_1 = \frac{1969.01}{10} + \frac{176.66 \times 1.2}{10 \cdot (1.2)^2} = 211.02 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1969.01}{10} - \frac{176.66 \times 1.2}{10 \cdot (1.2)^2} = 182.18 \text{ t}$$

▪ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{2087.15}{10} + \frac{529.98 \times 1.2}{10 \cdot (1.2)^2} = 252.88 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2087.15}{10} + \frac{529.98 \times 1.2}{10 \cdot (1.2)^2} = 164.55 \text{ t}$$

Vérification de poinçonnement

$$R_{max} = 182.18 < 400 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de soulèvement

$$R_{min} > 0 \quad \text{condition vérifiée.}$$

X.6.2 Ferrailage de la semelle

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } R_{max,min} = \frac{Nq}{n} \pm \frac{Mx \cdot ey}{\sum ey^2} \pm \frac{My \cdot ex}{\sum ex^2}$$

La longueur de la semelle $L = 1500 \text{ cm}$,

La largeur de la semelle $b = 580 \text{ cm}$,

La hauteur de la semelle $h = 150 \text{ cm}$,

$$R_{max} = 2087.15 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \rightarrow 333.33 \text{ MPa}$$

D'ou on aura :

$$A_s = \frac{2087.15}{333.33} \left[\frac{\frac{1500}{2} - \frac{580}{4}}{150} \right] \rightarrow A_s = 25.25 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en **06HA25** ($A_s=29.45$) avec un espacement de 16cm.

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

D'après le fascicule 62 titre II, $\rightarrow H_s \geq \frac{3\phi}{2.5}$

$$\phi + H_s = 1.2 + 1.5 = 2.7$$

$$\frac{A_s}{2.7} = 9.35 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans l'autre sens seront prises en **07HA14** ($A_s=10.78$) avec un espacement de 14 cm.

Nappe supérieure : On prendra des armatures longitudinales en **06HA25** avec un espacement de 16cm.

Les armatures transversales en **07HA14** avec un espacement de 14 cm.

Nappe inférieure : On prendra des armatures longitudinales en **06HA25**, avec un espacement de 16 cm.

Les armatures transversales en **07HA14** avec un espacement de 14 cm.

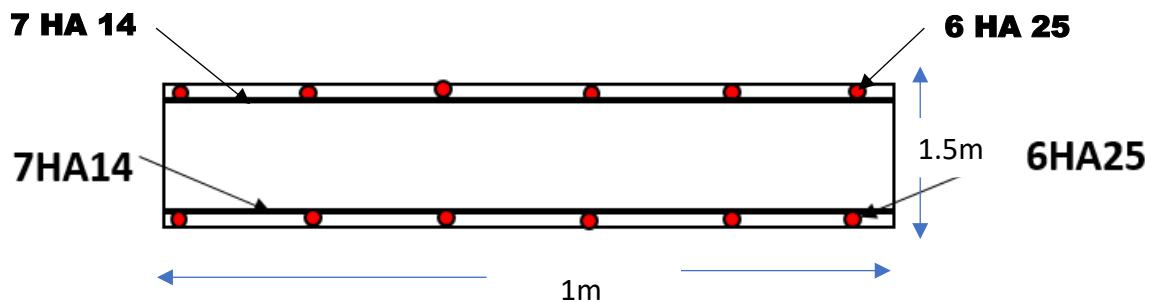


Figure X. 11 : Ferrailage de la semelle.

X.7 Etude et ferrailage des pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle et libre à la base.

Vérification des distances entre axes

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier :

$$L \geq 0.75 (2d) \quad 3. \geq 1.8 \text{ condition vérifiée}$$

d : diamètre de pieu = 1,20m.

L : l'entraxe = 3 m

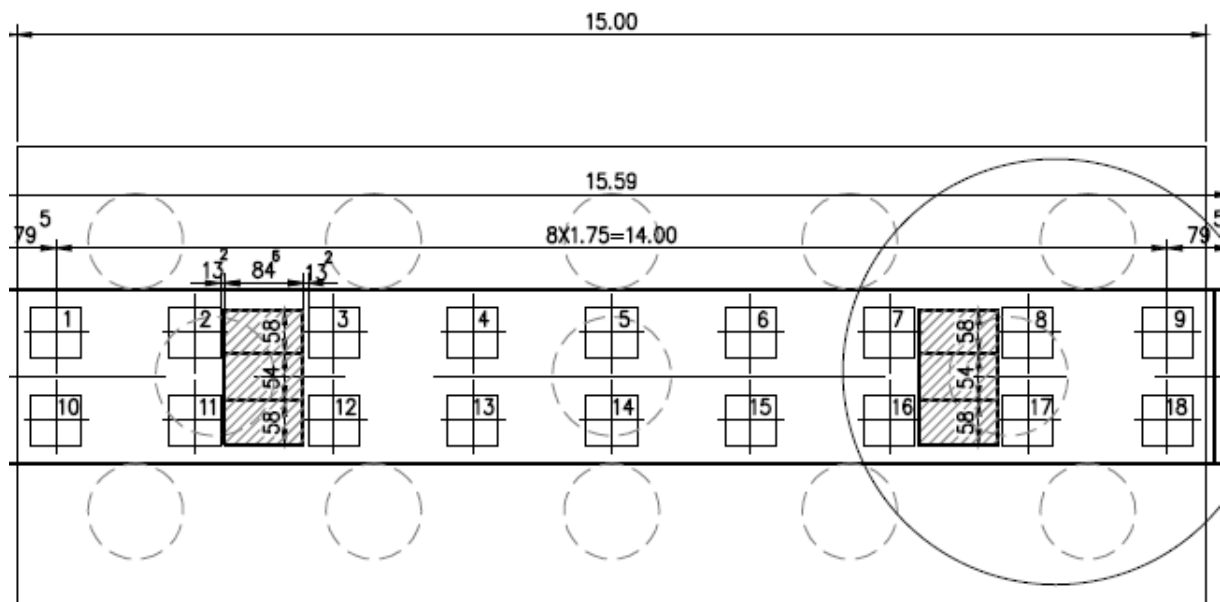


Figure X. 12 : Disposition des pieux au niveau de la pile.

X.7.1 Ferrailage des pieux

On ferraille le pieu le plus sollicité, on considère qu'il est articulé au sol et encastre dans la semelle et généralement le ferrailage des pieux se fait dans la plupart des cas en compression simple.

a. L'état limite de stabilité de forme

$$L_f = 0.7 \times 15 \text{ m} = 10.50 \text{ m}$$

Elancement :

$$\lambda = \frac{5 \times 10.50}{1.2} = 43.75 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{4.75}{35}\right)^2} = 0.64$$

On calcule :

$$B' = \frac{\pi}{4} (d - 0.02) = \frac{\pi}{4} (1.20 - 0.02) = 1.09 \text{ m}^2$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow A_s = \frac{1.15}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{1.35} \right]$$

On aura : $A_s < 0$, on procède ainsi :

✓ **Armatures longitudinales :**

Le pieu est ferrailé en flexion composée donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée. D'après le CPC (**fascicule 68 art. 36**), le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1% de la surface du pieu.

$$A_{\min} = 0.01 \times \varnothing^2 \times \frac{\pi}{4}$$

$$A_{\min} = 0.01 \times 120^2 \times \frac{\pi}{4}$$

$$A_{\min} = 113.09 \text{ cm}^2$$

On prendra **24HA25** avec un espacement de

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot R}{n} = \frac{2 \times \pi \times 60}{24} = 15 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre d'armatures

$$R = D / 2$$

✓ **Armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_L}{3} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{25}{3} = 8.33$$

Donc on prend des cercles de \varnothing_{10}

Avec : Un espacement de $\left[\begin{array}{l} 10\text{cm en zone critique.} \\ 30\text{cm en zone courante.} \end{array} \right]$

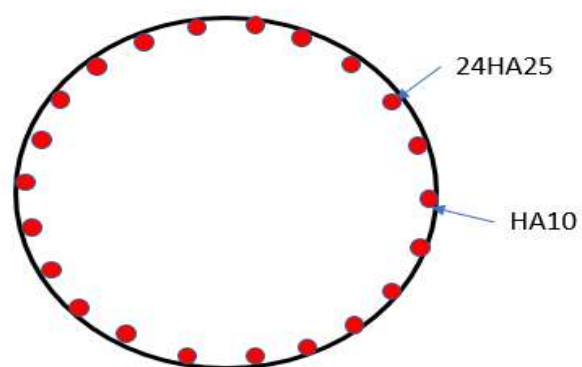


Figure X. 13 : Ferrailage de fut.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude que nous avons établi, est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application une partie de nos connaissances théoriques acquises pendant les années du cursus universitaire passées à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un ouvrage d'art (pont), on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

Dans ce mémoire, nous avons fait l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement, d'après l'analyse multicritères effectuée, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement, on l'a adopté pour le pont à poutres en béton précontraint par post tension.

Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A), son étude a été faite par la méthode numérique (Robot Autodesk 2016), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal). Nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevron et des futs, et une culée remblayer constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui.

Enfin, espérant que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

Bibliographie

➤ **Ouvrages**

- [1]Yazid A. Béton Précontraint : cours et exercices. Centre Universitaire de Bechar, institue de génie civil.
- [2]Matthieu Le Guen, Jean-Paul Pruvost et Pascal Pujades « document –ressource les ponts », Académie Versailles, Année 2007-2008, 9 p.
- [3]Guide SETRA, pont à poutres préfabriquées précontrainte par poste-tension, centre technique des ouvrages d'art, France, 1996.

➤ **Règlements**

- BAEL 91 modifie 99.
- RPOA 2008.
- RPA 99 révise 2003
- BPEL 91 révisé 99.
- Documents SETRA (VIPP, Ponts courants en zone sismique-guide de conception, Eurocodes2 application aux ponts routes en béton).
- FASCICULE 61 TITRE II DU CPC : PROGRAMME DE CHARGES ET EPREUVES DES PONTS-ROUTES

➤ **Cours**

- Cours Béton Précontraint, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} GHANEM FADILA.
 - Cours de Dimensionnement des Ponts 1 et 2, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA.
 - Travaux Pratiques de Modélisation numérique des Ponts, Master 2 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA
 - Cours Ouvrage en Béton, Master 1 Voies et Ouvrage d'Arts M^{me} BELHOCINE MALIKA.

➤ **Logiciels**

- Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2016 : Logiciel de calcul.
- Microsoft office 2016.
- AutoCAD 2018.